

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. الطاهر مولاي
UNIVERSITÉ DESAÏDA– Dr MOULAY TAHAR – Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Hydraulique



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de **MASTER en Génie Civil**

Spécialité : « Structure »

THEME

Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+ sous-sol à usage multiple

Présenté par :

AIT HAMMOU Karima

BOUAZZA Hadjer

Membres du jury

BENGUEDIAB. S
GUERROUDJ. H
DAOUDI. N

Professeur
Maître de conférences B
Maître de conférences B

Université Dr. Moulay Tahar de Saida
Université Dr. Moulay Tahar de Saida
Université Dr. TAHAR Moulay de Saida

Présidente
Examineur
Encadrante

Année Universitaire : 2024 – 2025



Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+ sous-sol à usage multiple

AIT HAMMOU Karima
BOUAZZA hadjer

2024-2025



REMERCIEMENT



Tout d'abord merci Allah de nous avoir donné la capacité décrire et de réfléchir la force Dy croire la patience d'aller jusqu'à bout de rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie Mme Daoudi Nour el Houda pour son soutien son conseil judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet

Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce Modest travail

Je remercie mes parents mes frères sœur et toute ma famille pour leur soutien sans leur encouragement je n'aurais pu mener à bien ce travail

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.



DÉDICACE



A ma chère maman qui a toujours voulu me voir diplômé, qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin et qui est à l'origine de toutes mes réussites. A ma Maman qui m'a tout donné, A mon cher papa pour son précieux soutien, pour sa patience, pour son sourire réconfortant et ses sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie. A mes chères sœurs, pour leurs encouragements et soutien moral.

A mes chers sœurs AMINA et SARA.

A toute la famille AIT HAMMOU sans exception.

A mon binôme BOUAZZA HADJER, et sa famille.

A mon amis SHIBI Marwa

A tous mes amis sans exception.

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Je vous dédie ce travail.

AIT HAMOU Karima.



DÉDICACE



«وما توفيقني إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

Enfin voilà ce jour après tant d'années d'études

*Je dédie ce travail à la femme qui m'a porté depuis mon enfance, j'espère que
votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de
vos innombrables sacrifices, que Puisse Dieu, le Très Haut, vous accordez santé,
bonheur et de la joie.*

À mon cher papa source de vie, d'amour et d'affection,

*Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la
personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es.*

*À mes frères MAROINE , KHALED, MOHAMED SEDDIK, pour leur soutien
et leur encouragement,*

A ma douce sœur HOURIA

À toute la famille KADA et BOUAZZA

À mon binôme AIT HAMOU KARIMA et sa famille

À mon cher ami SAHRAOUI REDA AMINE

À tous mes amis sans exception. A mes honorables professeurs,

À tout ce qui a contribué à la réussite de notre projet, A vous cher lecteur.

BOUAZZA Hadjer .

ملخص

هذا المشروع النهائي للدراسة يقدم دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات يتكون من طابق تحت أرضي، وطابق أرضي + 9 طوابق، مشيد بالخرسانة المسلحة. تم إنشاء هذا الهيكل في ولاية سعيدة، وهي منطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف. النظام الإنشائي لهذا المبنى هو من النوع المختلط (أعمدة، عارضة، الحجاب). تتناول الدراسة في المرحلة الأولى التقدير الأولي (ROBOT) لأبعاد العناصر الإنشائية والعناصر غير الإنشائية للهيكل، ثم يتم نمذجة المبنى باستخدام برنامج لحساب الهياكل من أجل إجراء تحليل زلزالي وديناميكي. سيتم استخدام النتائج المتحصل عليها في تسليح العناصر الإنشائية، وأخيرًا دراسة ، وقواعد التصميم والحساب للهياكل (المعدلة RPA99 2003) البنية التحتية. ستتم الدراسة وفقًا للقواعد الزلزالية الجزائرية ، مع تطبيق معيار (CBA93) الخرسانية المسلحة BAEL91.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، التحليل الديناميكي، عارضة، الأعمدة،

إصدار RPA99/2003

Résumé

Ce projet de fin d'études présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée + 9 étages, en béton armé. Cette structure est implantée dans la wilaya de Saïda, zone de faible sismicité. Le système structural de ce bâtiment est de type mixte (poteau, poutre et voiles). L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur le prédimensionnement des éléments structuraux et les éléments non structuraux de la structure, ensuite sa modélisation par un logiciel de calcul des structures (ROBOT) afin d'effectuer une analyse sismique et dynamique. Les résultats obtenus seront utilisés dans le ferrailage des éléments structuraux et, en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure. L'étude sera faite conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifiées 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en appliquant le BAEL91.

Mots clés : béton armé, étude dynamique, poutres, poteaux, RPA99/version2003

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-purpose building consisting of a basement, ground floor + 9 floors, reinforced concrete. This structure is located in the wilaya of Saida, an area of low seismicity. The structural system of this building is mixed (post, beam and veils). The study of this project first focuses on the pre-dimensioning of structural elements and non-structural elements of the structure, then its modeling by a software for calculation of structures (ROBOT) to perform a seismic and dynamic analysis. The results obtained will be used in the reinforcement of structural elements and, finally, in the study of infrastructure. The study will be carried out in accordance with the Algerian seismic rules (RPA99 amended 2003), the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93) and applying the BAEL91.

Keywords : reinforced concrete, dynamic study, beams, poles, RPA99/version2003.

Table des matières

Remerciement.....	VII
Dédicace.....	VII
ملخص.....	VII
Résumé.....	VII
Abstract.....	VII
Table des matières.....	VII
Liste des tableaux.....	VII
Liste des figures.....	VII
Introduction générale.....	01

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I.1.Introduction.....	04
I.2.Situation et implantation de l'ouvrage.....	04
I.3.Présentation de projet	04
I.4.Caractéristiques géométriques.....	05
I.5.Caractéristiques géométriques du sol.....	05
I.6.Description des éléments structurels.....	05
I.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	06
I.7.1.Béton.....	06
I.7.2.Les constituants du béton.....	07
I.7.3.Dosages.....	08
I.7.4.Resistance.....	08
I.7.5.Module de déformation longitudinale.....	09
I.7.6.Module de déformation transversale.....	09
I.7.7.Méthode aux états limites	09
I.8.Aciers.....	12
I.8.1.Définition.....	12
I.8.2.Types d'aciers.....	12
I.8.4.Protection des armatures.....	14
I.8.5.Règlements et normes utilisés.....	14
I.9.Conclusion.....	14

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction.....	16
II.2.Pré dimensionnement des planchers.....	16
II.2.1.Planchers à corps creux	17
II.2.1.1.Condition d'isolation thermique	17
II.2.1.2.Dimensions des poutrelles	17
II.2.2.Les dalles pleines	18
II.2.3.Résistance au feu	19
II.2.4.Isolation phonique	19
II.3.Pré dimensionnement des poutres	19
II.3.1.Poutre principale	20
II.3.2.Poutre secondaire.....	20
II.4.Evaluation des charges et surcharges.....	20
II.4.1.Les charges permanentes.....	21
II.5.Pré dimensionnement des poteaux	22
II.5.1.Principe.....	22
II.5.2.Le pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes.....	22

II.5.3.Les étapes à suivre pour le pré dimensionnement.....	23
II.5.4.Loi de dégression (DTR B.C-2.2).....	23
II.5.6.Hypothèses de calcul.....	24
II.6.Calcul section de poteau.....	25
II.6.1.Calcul de la surface afférente.....	25
II.6.2.Calcul du poids G revenant.....	25
II.6.3.Vérification Selon le [RPA 99 v.2003].....	26
II.6.4.Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99].....	27
II.6.5.Vérification au flambement.....	27
II.7.Pré dimensionnement des voiles.....	31
II.7.1.Voiles périphériques.....	33
II.8.Conclusion.....	33

Chapitre III : étude de plancher

III.1.Introduction.....	35
III.2.Choix du type de plancher.....	35
III.3. Calcul de la dalle de compression.....	35
III.3. Méthode de calcul.....	36
III.4. Types des poutrelles.....	37
III.6. Etape de calcul par la méthode de Caquot.....	38
III.6.1.Méthode de calcul.....	38
III.6.1.1.Caquot.....	38
III.6.1.1.1.Moment en appuis.....	38
III.6.1.1.2.Moment en travée.....	39
III.6.1.1.3.La position de moment max sur la travée.....	39
III.6.1.1.4.Efforts tranchant.....	39
III.6.2.Calcul du plancher à corps creux.....	40
III.6.2.1.Type de poutrelle (1) méthode de Caquot.....	40
III.6.2.1.1Moment en appuis.....	40
III.6.2.1.2.Moment en travée.....	40
III.6.2.1.3.Efforts tranchant.....	41
III.6.2.1.4.Calcul à l'ELU.....	46
III.6.2.1.5.Vérifications nécessaires.....	48
III.6.2.1.5.1. Vérifications à ELU.....	48
III.6.2.1.6. Vérifications à l'ELS.....	49
III.6.2.2.Type de poutrelle (2) méthode de Caquot.....	54
III.6.2.2.1.Calcul à l'ELU.....	60
III.6.2.2.2. Vérifications nécessaires.....	61
III.6.2.2.2.1. Vérifications à ELU.....	61
III.6.2.1.Type de poutrelle (3) méthode de Caquot.....	63
III.6.2.3.1. Calcul à l'ELU.....	66
III.6.2.4. Vérifications nécessaires.....	70
III.6.2.4.1.Vérifications à ELU.....	70
III.7.Conclusion.....	72

CHAPITRE IV : étude des éléments secondaires.

IV.1 Introduction.....	75
IV.2 Etude de l'acrotère.....	75
IV.2.1 Définition.....	75
IV.2.2. Evaluation des charges.....	75

IV.2.2.1. Poids propre.....	75
IV.2.2.2. Force horizontale.....	76
IV.2.4. Calcul de l'excentricité.....	76
IV.2.5.Calcul du moment fictif.....	76
IV.2.6.Détermination de ferrailage.....	77
IV.2.6.1.Les armatures longitudinales.....	77
IV.2.6.2.Condition de non fragilité d'après de [BEAL].....	77
IV.2.7.Vérification de l'effort tranchant.....	77
IV.2.8.Vérification au séisme.....	77
IV.3 Etude du balcon.....	77
IV.3.1. Le pré dimensionnement.....	78
IV.3.2. Evaluation des charges.....	78
IV.3.3. Calcul des sollicitations.....	79
IV.3.4. Calcul de ferrailage.....	79
IV.3.5. Vérifications.....	80
IV.3.6. Vérification de la flèche.....	80
IV.3.7. Calcul de longueur de contre poids.....	81
IV.4. Etude d'escalier.....	81
IV.4.1. Description.....	82
IV.4.2. Les type d'escalier.....	82
IV.4.2.1.Dimensionnement des marches et contres marches.....	83
IV.4.3. Ferrailage de l'escalier.....	83
IV.4.3.1. Calcul de ferrailage.....	84
IV.4.3.2. Vérifications.....	85
IV.5. Etude de la poutre palière.....	86
IV.5.1. Combinaison d'action.....	88
IV.5.2. Calcul des sollicitations.....	89
IV.5.3. Calcul de ferrailage.....	89
IV.5.4. Vérification de la flèche.....	91
IV.6. Étude d'ascenseur.....	92
IV.6.1 Introduction.....	92
IV.6.2. Caractéristiques des ascenseurs.....	92
IV.6.3. Evaluation des charges.....	93
IV.6.4. Choix des câbles.....	94
IV.6.5. Combinaison fondamentale.....	95
IV.6.6. Étude du plancher.....	95
IV.6.6.1. Vérification au poinçonnement.....	95
IV.6.6.2.Calcul des sollicitations.....	96
I.V.6.7.Ferrailage de la dalle.....	99
IV.6.8. Vérifications.....	101
IV.7. Conclusion.....	102

Chapitre VI : étude sismique

V.1 Introduction	104
V.2 Modélisation de la structure étudiée.....	104
V.2.1 Définition de logiciel robot.....	104
V.3.Choix de la méthode de calcul.....	104
V.3.1. Méthode statique équivalente.....	104
V.3.2. La méthode modale spectrale.....	105
V.4. Combinaisons.....	105
V.4.1. Combinaisons d'actions accidentelles.....	105

V.4.2. Combinaisons fondamentales.....	105
V.5. Calcul la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	105
V.5.1.Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3].....	106
V.5.2.Les paramètres cités au-dessus dépendent.....	106
V.5.3.Calcul de la force sismique.....	108
V.6.Les dispositions des voiles.....	108
V.7. Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot.....	109
V.7.2. Nombre de modes à considérer : [RPA99 VERSION2003/ 4-3-4].....	110
V.7.3. Vérification de la période : [RPA99 VERSION2003/ 4-2-4-4].....	113
V.7.4. Calcul et vérification des déplacements.....	114
V.7.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9].....	115
V.7.6. Vérification au renversement [RPA99 mod2003 art 4.4.1].....	116
V.7.7. Vérification de l'effort normal réduit [RPA99 mod2003 art 7.4.3.1].....	117
V.7.8. Sollicitations tangentes.....	117
V.7.9. Récapitulatif des sections adoptées pour les éléments structuraux.....	119
V.8. Conclusion.....	119

CHAPITRE VI : étude des éléments structuraux

VI. Introduction.....	119
VI.1. Calcul des éléments structuraux.....	119
VI.2. Etude de portique.....	119
VI.3 .Etude de ferrailage des poutres.....	120
VI.3.1. Les sollicitations maximales des poutres.....	121
VI.3.2. Exemple de calcul poutre principale.....	122
VI.3.3.ferrailage des poutres.....	123
VI.3.5.Diamètre des armatures transversales BAEL91r99 /art-A.7.1.2).....	123
VI.3.6.L'espacement des armatures transversales B.A.E.L91 (A.5.1, 2.3.2).....	124
VI.3.7.Vérification de l'espacement les poutres principales et secondaire.....	124
VI.3.8. espacement armature transversale.....	125
VI.3.10.La longueur minimale de recouvrement.....	125
VI.3.11.Ancrage des armatures tendue.....	125
VI.3.12.Schéma de ferrailage	125
VI.4. Etude de ferrailage des poteaux.....	126
VI.4.1Les sollicitations maximales des poteaux.....	128
VI.4.2. Exemple de calcul (poteau65×65 cm^2) cas accidentel.....	128
VI.4.3.Vérification d'effort tranchant.....	130
VI.4.4.Ferrailage des poteaux.....	130
VI.4.5. Vérification des armatures transversales.....	130
VI.4.6.Schéma de ferrailage.....	131
VI.5.Introduction.....	131
VI.5.1. Le système de contreventement.....	131
VI.5.3.Les sollicitations maximales des voiles.....	133
VI.5.4.Calcul ferrailage des voiles.....	134
VI.5.4.1.Exemple de calcul les contraintes horizontales.....	135
VI.5.4.2.Détermination des contraintes verticales.....	136
VI.5.4.3.Calcul des armatures transversales.....	137
VI.6.Conclusion.....	137

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	139
VII.2. Etude des voiles périphériques.....	140
VII.2.1. Calcul des sollicitations du voile périphérique à ELU.....	141
VII.2.2. Calcul du ferrailage de la dalle selon le $x-x$	141
VII.2.3. Calcul des armatures minimales selon [B.A.E.L 91 mod 99 /art B.7.4.].....	142
VII.2.4. Pourcentage minimal selon le [RPA art 10.1.2] pour les deux sens.....	142
VII.2.5. Calcul des sollicitations du voile périphérique à ELS.....	143
VII.3. Calcul des fondations.....	143
VII.3.1. Choix du type de fondation.....	144
VII.3.2. Calcul des semelles isolées.....	145
VII.3.3. Calcul des semelles filantes.....	146
VII.3.4. Calcul du radier nervuré.....	153
VII.3.4.1. Calcul du radier.....	155
VII.3.4.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU.....	155
VII.3.4.1.2. Vérification du radier à ELS.....	156
VII.3.4.1.3. Vérification de l'effort tranchant selon les deux sens.....	157
VII.3.4.2. Calcul du ferrailage la nervure.....	158
VII.3.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales.....	158
VII.3.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales.....	158
VII.3.4.2.2. Section d'armatures imposée.....	159
VII.3.4.2.3. Armatures transversales d'après [RPA99 mod 2003 art 7.5.2.2].....	159
VII.3.4.2.4. Armatures transversales imposées par [RPA99 mod 2003 art 7.5.2.2].....	159
VII.3.4.2.5. Longueur minimale de recouvrement.....	159
VII.3.4.2.6. Ancrage des armatures tendues.....	160
VII.3.4.2.7. Vérification à l'ELS.....	160
VII.3.4.2.8. Vérification de l'effort tranchant.....	160
VII.3.5. Calcul de débord.....	161
VII.3.5.1. Calcul des sollicitations.....	161
VII.3.5.2. Calcul le ferrailage à ELU.....	161
VII.3.5.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91].....	162
VII.3.5.4. Vérification à l'ELS.....	162
VII.3.5.6. Vérification de l'effort tranchant.....	162
VII.4. Conclusion.....	162
Conclusion générale.....	162
Référence bibliographique.	
Annexes.	
Les plans architecturaux.	
Les plans génie civil.	

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de projet

Tableau I.1 : Dimensions en plan.....	05
Tableau I.2 : Dimensions en élévation.....	05
Tableau I.3 : Résistances du béton à la compression.....	08
Tableau I.4 : Résistances du béton à la traction.....	08
Tableau I.5 : Résistances caractéristiques du béton (à 28 jours en MPa).....	13
Tableau I.6 : Résistance caractéristique à 28 jours MPa du l'acier.....	13
Tableau I.7 : Les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limitent.....	13

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres.....	20
Tableau II.2 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II.3 : Descente des charges du plancher étage courant.....	21
Tableau II.4 : Descente des charges du plancher en corps creux.....	22
Tableau II.5 : Descente des charges du Mur extérieur.....	22
Tableau II.6 : Descente des charges du Mur intérieur.....	22
Tableau II.7 : Loi de dégression selon [DRTBC22 ART 6].....	23
Tableau II.8 : Calcul du poids G revenant.....	25
Tableau II.9 : Calcul des surcharges d'exploitation revenant.....	26
Tableau II.10 : Dimensionnement de poteau.....	26
Tableau II.11 : Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99].....	27
Tableau II.12 : Vérification au flambement.....	27
Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux.....	28
Tableau II.14 : Calcul du poids G revenant.....	28
Tableau II.15 : Calcul des surcharges d'exploitation revenant.....	28
Tableau II.16 : Dimensionnement de poteau.....	29
Tableau II.17 : Dimensionnement de poteau.....	29
Tableau II.18 : Vérification au flambement.....	29
Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux.....	29
Tableau II.20 : Calcul du poids G revenant.....	30
Tableau II.21 : Calcul des surcharges d'exploitation revenant.....	30
Tableau II.22 : Dimensionnement de poteau.....	30
Tableau II.23 : Dimensionnement de poteau.....	31
Tableau II.24 : Vérification au flambement.....	31
Tableau II.25 : Choix des sections des poteaux.....	31
Tableau II.26 : Dimension des poteaux le plus sollicité.....	31

Chapitre III : étude de plancher

Tableau III.1. Choix de la méthode utilisée.....	38
Tableau III.2 Evaluation des charges du plancher à corps creux.....	39
Tableau III.3 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour plancher terrasse à ELU.....	41
Tableau III.4 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher terrasse à ELS.....	42
Tableau III.5 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour étage courante à ELU.....	43
Tableau III.6 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour étage courante à ELS.....	44
Tableau III.7 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour RDC à ELU.....	45
Tableau III.8 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour RDC à ELS.....	46
Tableau III.9: Tableau des charges	51
Tableau III.10 Vérification à ELS type poutrelle(1).....	53
Tableau III.11 Résumé pour type poutrelle (1).....	53
Tableau III.12 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour plancher terrasse à ELU.....	54
Tableau III.13 Résumé du calcul de la poutrelle(2) pour plancher terrasse à EL.....	55
Tableau III.14 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour étage courante à ELU.....	56
Tableau III.15 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour étage courante à ELS.....	57
Tableau III.16 Résumé du calcul de la poutrelle (2) RDC à ELU.....	58
Tableau III.17 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour RDC à ELS.....	59
Tableau III.18 Vérification à ELS type 59poutrelle(2).....	62
Tableau III.19 Résumé pour type poutrelle (2).....	62
Tableau III.20. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour plancher terrasse à ELU.....	63
Tableau III.21 Résumé du calcul de la poutrelle(3) pour plancher terrasse à ELS.....	64
Tableau III.22Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour étage courante à ELU.....	65
Tableau III.23. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour étage courante à ELS.....	66
Tableau III.24. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour RDC à ELU.....	67
Tableau III.25. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour RDC à ELS.....	68
Tableau III.26 Vérification à ELS type poutrelle(3).....	71
Tableau III.27 Résumé pour type poutrelle (2).....	71

CHAPITRE IV : étude des éléments secondaires.

Tableau IV.1. Descente des charges pour le balcon.....	79
Tableau IV.2. Descente des charges de mur.....	79
Tableau IV.3.Descente des charges du palier.....	84
Tableau IV.4. Descente des charges de la volée.....	84
Tableau IV.5. Combinaison des charges.....	84
Tableau IV.6 Les sollicitations.....	85
Tableau IV.7 Section adopté des armatures de répartition.....	86
Tableau IV.8 Calcul des moments a ELU.....	97
Tableau IV.9 Calcul des moments à ELS.....	97

Chapitre VI : étude sismique

Tableau V.1.Valeurs des pénalités P.q. [RPA99 mod2003 tab 4.4.].....	107
Tableau V.2.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	110
Tableau V.3.Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masse modales.....	112
Tableau V.4. Vérification des déplacements de l'étage selon sens x-x et sens y-y.....	114
Tableau V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	115
Tableau V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	115
Tableau V.7. Vérification au renversement selon le sens x-x.....	116
Tableau V.8. Vérification au renversement selon le sens y-y.....	117

Tableau V.9. Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison.....	117
Tableau V.10. Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).....	118
Tableau V.11. Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).....	118

CHAPITRE VI : étude des éléments structuraux

Tableau-VI-1 :Evaluation des sollicitations pour poutres.....	120
Tableau-VI-2 :Récapitulation du ferrailage des poutres.....	122
Tableau-VI-3 :Les sollicitations maximales des poteaux.....	128
Tableau-VI-4 :Récapitulation de calcul des armatures longitudinales.....	130
Tableau-VI-5 : Les sollicitations des voiles.....	134

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

Tableau VII.1. Résumé de calcul du voile périphérique selon le sens x-x.....	142
Tableau VII.2. Résumé de calcul du voile périphérique selon le sens y-y.....	142
Tableau VII.3. Calcul des semelles filantes.....	146
Tableau VII.4 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	152
Tableau VII-5.Récapitulatif calcul des sollicitations maximales radier dalle.....	153
Tableau VII-6.Récapitulatif calcul des sollicitations maximales poutre de libage.....	157
Tableau VII.7. Récapitulatif du ferrailage des nervures.....	158

Liste des figures

Chapitre I: présentation de projet

Figure I.1 : Situation et implantation de l'ouvrage.....	04
Figure I.2 : Mélange du béton.....	07
Figure I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	11
Figure I.4 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	11
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section.....	12
Figure I.6 : Les types d'acier.....	12
Figure I.7 : Diagramme des contraintes et déformations d'acier.....	13

Chapitre II: prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	16
Figure II.2 : Plancher à corps creux.....	17
Figure II.3 : Dimensions des poutrelles.....	18
Figure II.4 : Les dimensions d'une poutre.....	19
Figure II.5 : Coupe de type d'un plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	21
Figure II.6 : Coupe de plancher étage courant (corps creux).....	21
Figure II.7 : Schéma de dégression des surcharges.....	23
Figure II.8 : Types de poteau.....	24
Figure II.9 : Différents cas des voiles.....	32
Figure II.10 : Voile en élévation.....	32
Figure II.11 : Voile en béton armé coulé en place.....	33
Figure II.12 : Voile périphérique.....	33

Chapitre : étude de plancher

Figure III.1. Schéma d'un plancher en corps creux.....	35
Figure III.2. Schéma d'un treillis soudé.....	36
Figure III.3. Schéma statique poutrelle (1) étage courant et terrasse accessible.....	37
Figure III.4. Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse accessible.....	37
Figure III.5. Schéma statique poutrelle (3) terrasse inaccessible.....	37
Figure III.6. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (1) à ELU.....	37
Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (1) type à ELS.....	42
Figure III.8. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (1) à ELU.....	42
Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (1) à ELU.....	42
Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (1) type à ELU.....	43
Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (1) type à ELS.....	43
Figure III.12. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (1) à ELS.....	43
Figure III.13. Diagramme des moments fléchissant pour RDC(1) à ELU.....	43
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants pour RDC (1) type à ELU.....	44
Figure III.15. Diagramme des moments fléchissant pour RDC(1) à ELS.....	44
Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants pour RDC (1) type à ELS.....	45
Figure III.17. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible(2) à ELU.....	

Figure III.18. Digramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible(2) type à ELU	45
Figure III.19. Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse accessible.....	46
Figure III.20. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible(2) à ELS	46
Figure III.21. Digramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible(2) type à ELU	54
Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (2) à ELU.....	53
Figure III.23. Digramme des efforts tranchants pour étage courante (2) type à ELU.....	53
Figure III.24. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (2) à ELS.....	55
Figure III.25. Digramme des efforts tranchants pour étage courante (2) type à ELS.....	55
Figure III.26. Diagramme des moments fléchissant pour RDC (2) à ELU.....	56
Figure III.27. Digramme des efforts tranchants pour RDC (2) type à ELU.....	56
Figure III.28. Diagramme des moments fléchissant pour RDC (2) à ELS.....	57
Figure III.29. Digramme des efforts tranchants pour RDC (2) type à ELS.....	57
Figure III.30. Schéma statique du type de poutrelle (3).....	57
Figure III.31. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible(3) à ELU	58
Figure III.32. Digramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible(3) type à ELU	58
Figure III.33. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible(3) à ELS	59
Figure III.34. Digramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible(3) type à ELS	59
Figure III.35. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (3) à ELU.....	63
Figure III.36. Digramme des efforts tranchants pour étage courante (3) type à ELU.....	63
Figure III.38. Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (3) à ELS.....	63
Figure III.39. Digramme des efforts tranchants pour étage courante (3) type à ELS.....	63
Figure III.40. Diagramme des moments fléchissant pour RDC (3) à ELU.....	64
Figure III.41. Digramme des efforts tranchants pour RDC (3) type à ELU.....	64
Figure III.43. Diagramme des moments fléchissant pour RDC (3) à ELS.....	65
Figure III.44. Digramme des efforts tranchants pour RDC (3) type à ELS.....	65
Figure III.45. Schéma de ferraillage.....	66

CHAPITRE IV : étude des éléments secondaires.

Figure IV.1. Dimensions de l'acrotère.....	75
Figure IV.2. Schéma de Ferraillage de l'acrotère.....	78
Figure IV.3. Balcon.....	78
Figure IV.4. Schéma de balcon.....	79
Figure IV.5. Schéma de ferraillage du balcon.....	82
Figure IV.6. Schéma d'un escalier.....	83
Figure IV.7. Schéma des charges équivalentes.....	85
Figure IV.8. Schéma de ferraillage des escaliers.....	88
Figure IV.9. Ferraillage de la poutre palière.....	92
Figure IV.10. Ascenseur électrique.....	92
Figure IV.11. Dimensions de l'ascenseur.....	93
Figure IV.12. Schéma de dimensions de la surface d'impact.....	96
Figure IV.13. Les panneaux de calcul de la dalle machine.....	97
Figure IV.14. Panneau de la dalle à l'ELU.....	98
Figure IV.15. Panneau de la dalle à l'ELS.....	99

Chapitre VI : étude sismique

Figure V.1. Courbe de spectre de réponse.....	106
Figure V.2. Représentation de modélisation par logiciel Robot Structural en 3D.....	108
Figure V.3. Disposition des voiles 1.....	109
Figure V.4. Disposition des voiles 2.....	109

Figure V.5. Disposition des voiles 3.....	109
Figure V.6. Résultats des forces sismiques.....	110
Figure V.7. Le nombre des modes de vibration dans deux directions.....	111
Figure V.8. Mode de translation selon x (1er mode).....	113
Figure V.9. Mode de translation selon x (2 ^{ème} mode).....	113
Figure V.10. Mode de rotation selon z (3 ^{ème} mode).....	113
Figure V.11. Les déplacements de l'étage selon sens x-x et sens y-y.....	114
Figure V.12. Les forces selon sens x-x et sens y-y.....	116

CHAPITRE VI : étude des éléments structuraux

Figure VI.1. Les sollicitations maximales des poutres principales selon (ROBOT 2021).	120
Figure VI.2. Les sollicitations maximales des poutres secondaires selon (ROBOT 2021)	120
Figure VI.3. Dispositions constructives des armatures des poutres.....	125
Figure VI.4. Ferraillage de la poutre principale en travée et en appui 30×40 cm ²	126
Figure VI.5. Ferraillage de la poutre secondaire en travée et en appui 30×35 cm ²	126
Figure VI.6. Les sollicitations maximales des poteaux selon (ROBOT 2021).....	128
Figure VI.7. Ferraillage de différents poteaux	131
Figure VI.8. Les sollicitations maximales de voile horizontale selon (ROBOT 2021).....	133
Figure VI.9. Les sollicitations maximales de voiles verticales selon (ROBOT 2021).....	133
Figure VI.10. La disposition de voile horizontale selon (ROBOT 2021).....	134
Figure VI.11. La disposition des voiles verticales selon (ROBOT 2021).....	136
Figure VI.12. Ferraillage de la voile	137

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

Figure VII.1. Schéma statique d'un voile périphérique.....	139
Figure VII.2. Ferraillage du voile périphérique.....	143
Figure VII.3. Schéma d'une semelle isolée.....	144
Figure VII.4. Schéma d'une semelle filante.....	145
Figure VII.5. La somme des efforts normaux des poteaux pour chaque file.....	145
Figure VII.6. Schéma d'un radier général.....	146
Figure VII.7. Dalle Nervurée.....	148
Figure VII.8. Contraintes des sols d'après le robot structurel 2021	152
Figure VII.9. La contrainte de cisaillement.....	152
Figure VII.10. Panneau le plus sollicité de radier.....	153
Figure VII.11. Les moments appuis et travée dans chaque sens.....	153
Figure VII.12. Section de calcul.....	154
Figure VII.13. Ferraillage du radier.....	156
Figure VII.14. Les moments de nervure.....	157
Figure VII.15. Nervure sur la dalle de radier.....	157
Figure VII.16. Ferraillage des nervures.....	160
Figure VII.17. Schéma statique du débord.....	160

Liste des notations et abréviations

A : Coefficient d'accélération de zone
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 $\emptyset$: Diamètre des armatures.
 $\emptyset$: Angle de frottement.
 C : Cohésion.
 Q : Capacité portante admissible.
 Q : Charge d'exploitation.
 T_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 T_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 v_0 : Effort tranchant a la base.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur .
 P : Force concentrée.
 F : Flèche.
 $\bar{F}$: Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 W : Poids total de la structure.
 D : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 I : Moment d'inertie.
 F_i : Flèche du eaux charges instantanées.
 F_v : Flèche du eaux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment ,Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier
 F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28jours d'âge.
 F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28joursd'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 E : effort de séisme.
 η : Coefficient de fissuration.

Abréviations

RDC : Rez –de- chaussée.
 RPA : Règles parasismiques Algériennes.
 ELU : Etat limite ultime.
 ELS : Etat limite de service.
 H.A : haute adhérence.
 R.L : rond lisse.
 BAEL : béton armé aux états limites.
 CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
 DTR : document technique règlementaire.
 B.A : béton armé.
 NF : norme française.
 BTP : bâtiment et travaux publics.

Introduction générale

En génie civil, lors d'une étude d'une structure les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance, suffisant sans oublier l'aspect économique, les structures sont souvent menacées par des forces sismiques qui dépendent de l'activité tectonique ainsi que la nature du sol. Ces forces sismiques sont imprévisible on peut ni prévoir ni contrôler. L'utilisation d'une étude parasismique basée sur une étude dynamique est donc nécessaire et permet de minimiser les dégâts.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en sous-sol+ RDC+9 étages à usage multiple implanté en Saïda, le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres), contreventé par des voiles en béton armé et ce conformément aux règlements de construction algériens (RPA99/V2003). Ce manuscrit est composé de sept chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés,...etc.)
- Le deuxième chapitre présenter le Pré dimensionnement des éléments Structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre consiste à l'étude de plancher.
- Le quatrième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers)
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique, et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se vibrations, l'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot 2021.
- Le sixième chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments structuraux (Poutres ; poteaux ; voiles).
- Le dernier chapitre abordera l'étude de l'infrastructure.
- Enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé aux états limites (B.A.E.L 91) et les règles parasismique algérienne R.P.A 99. Version (2003) sont utilisés dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement.



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, sur lesquelles l'ingénieur prend appui, pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à la description du projet et à l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Situation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est en cours de réalisation, nous avons choisi un bloc central qui appartient d'un projet de réalisation d'une résidence promotionnel 81 logements, 3 bloc de (R+9+sous sol) à usage d'habitation et commercial. Ce projet se situe à DHAR EL CHIHE wilaya de Saïda classée en zone I, de faible sismicité d'après « règle parasismique algérienne RPA 99 / VERSION 2003 ». Cet ouvrage est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance). D'après le rapport géotechnique le site est considéré comme un site meuble (S3).

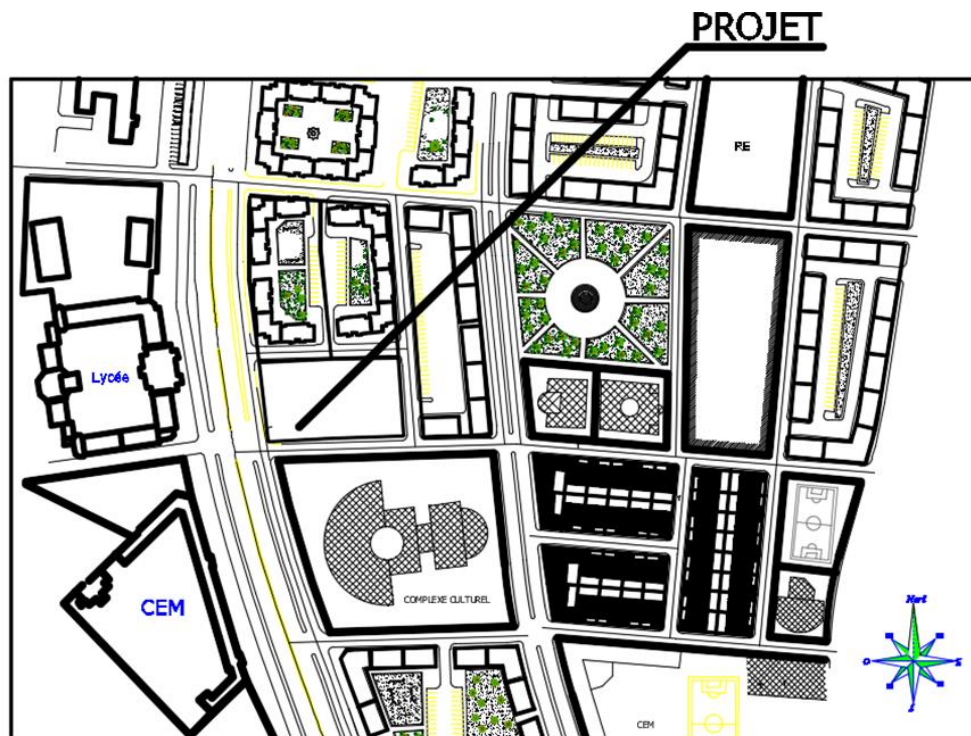


Figure I.1. Situation et implantation de l'ouvrage

Le sous-sol est composé de locaux techniques et de dépôts, le rez-de-chaussée par des locaux commerciaux et les autres étages seront destinés à l'habitation.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

I.3.Présentation de projet

Le présent projet de fin de cycle est une étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation et commerciale) composé d'un sous-sol +RDC + 9 étages, Cet ouvrage est implanté à SAIDA classée en zone I, de faible sismicité d'après « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003 ».

La structure de bâtiment présente une régularité en plan et en élévation. La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

I.4 Caractéristiques géométriques

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

Tableau I.1 Dimensions en plan.

Dimension en plan	(m)
Largeur	13.49
Longueur	27.95

Tableau I.2 Dimensions en élévation.

Dimensions en élévation	(m)
Hauteur totale du bâtiment	33.66
Hauteur de sous-sol	3.06
Hauteur de RDC	3.06
Hauteur d'étage courant	3.06

I.5. Caractéristiques géométriques du sol

- Contrainte admissible du sol : 2.5 bars.
- La nature de sol « ferme ».

I.6. Description des éléments structurels

I.6.1) Ossatures et systèmes de contreventements :

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions Verticales et des actions horizontales.

I.6.2) Les planchers :

Ils sont Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

- Les planchers assurent deux fonctions principales :
 - **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
 - **Fonction d'isolation** : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Tous les planchers de notre structure seront constitués en corps creux avec une dalle de compression armés d'un treillis soudé et coulée sur place. Le plancher terrasse est non accessible, avec une forme de pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux.

I.6.3) Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.6.4) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur comporte un système de levage, permet de faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

I.6.5) Les maçonneries :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

I.6.6) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

I.6.7) Balcons :

Les balcons sont réalisés comme console en dalle pleine.

I.6.8) Revêtement :

- Enduit en plâtre : les plafonds.
- Enduit en ciment : les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement carrelage : les dalles.

I.6.9) L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.
- Assurer l'encastrement et l'ancrage de la structure dans le sol.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le matériau utilisé dans cet ouvrage est le béton armé, constitué du béton et d'acier.

I.7.1. Béton

- **Définition :**

Béton est un matériau constitué par un mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau. Le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers. Pour notre étude

le béton utilisé est un béton courant. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

- **Composition de béton :**

La composition de béton est celle du chantier [350 kg/m³ ciment (CEM) classe II32.5 ; 400 litres de sable de diamètre 0-3 ; 800 litres de gravier de diamètre 3-8 / 8-15 / 15-25 ; 175 litres d'eau de gâchage].



Figure I.2. Mélange du béton

- **Les avantages du béton**
 - La résistance à la compression.
 - Souplesse d'utilisation.
 - Entretien facile.
 - Résistance au feu.
 - Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.
- **Les inconvénients du béton**
 - Résistance très faible à la traction.
 - Poids volumique élevé 2500 kg / m³.
 - Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

I .7.2. Les constituants du béton

- **Ciment**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exemple : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

I.7.3. Dosages

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

I.7.4. Résistance

• Résistance mécanique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)** Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

Tableau I.3 Résistances du béton à la compression

Condition	$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$	$f_{c28} > 40\text{MPa}$
$j < 60$ jours	$f_{cj} = j / (4.76 + 0.83j)$	/
$j > 60$ jours	$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	/
$j < 28$ jours	/	$f_{cj} = j / (1.4 + 0.95j)$
$j > 28$ jours	/	$f_{cj} = f_{c28}$

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à 30 MPa.

• Résistance caractéristique à la traction :

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

Tableau I.4 Résistances du béton à la traction.

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$	<i>si</i> $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj}^{2/3}$	<i>si</i> $f_{cj} > 60\text{MPa}$ (Annexe F BAEL91)

I.7.5. Module de déformation longitudinale

➤ Module de déformation instantanée :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.2.21)} \text{ On a } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

Donc : $E_{ij} = 34179.557 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation différée :

Ce module permet de calculer la déformation finale du béton (la déformation instantanée augmentée du fluage) ; c'est-à-dire pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Donc $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$

I.7.6. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante

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

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égale à:

- 0 pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- 0.2 pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

I.7.7. Méthode aux états limites

a) Définition des états limite

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorable d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

b) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.
- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite.
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

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

γ_b : est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
- $\gamma_b = 1,5$ situation courante

Il faut noter que dans la formule de f_{bu} 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ est un coefficient d'application des actions considérées :

- $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h ($1h \geq \text{durée}$).
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

Pour $f_{c28} = 30\text{MPa}$, on obtient une contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton de :

$$f_{bu} = 17\text{ MPa}.$$

- **Diagramme contraintes-déformations du béton**

Le diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

- Le diagramme Parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

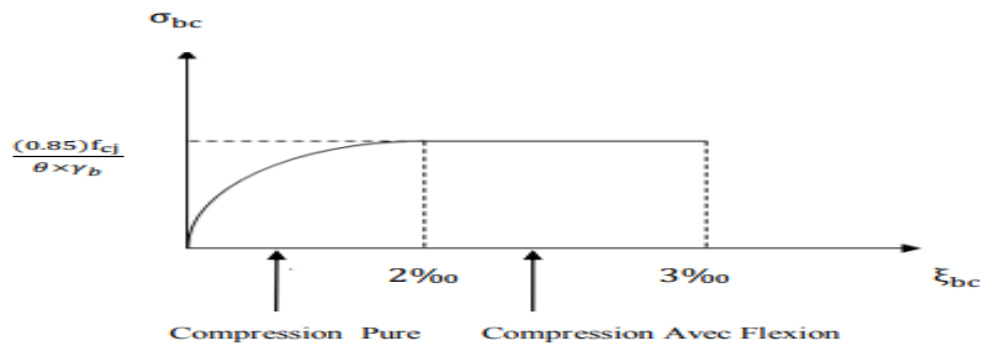


Figure I.3 Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- Le diagramme rectangle simplifié.

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi.
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabole rectangle.

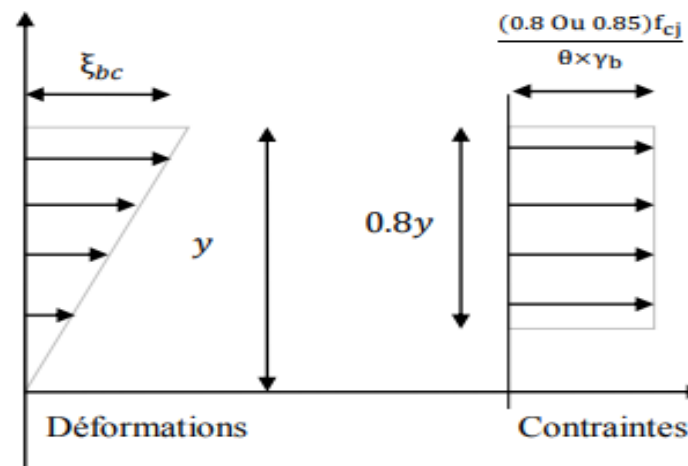


Figure I.4. Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

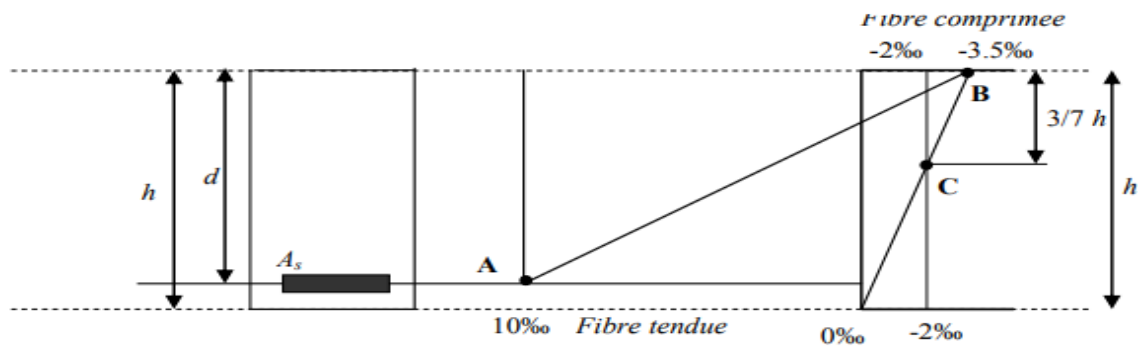


Figure I.5. Diagramme des déformations limites de la section.

c) Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compressions excessives du béton.
- Déformations excessives et ou inconfortables.
- Pertes d'étanchéité.

I.8.Aciers

I.8.1. Définition

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

I.8.2. Types d'aciers

- Barres lisses : FeE235MPa.
- Barres à haute adhérence : FeE500 MPa.
- Treillis soudé de diamètre 6 mm à haute adhérence : FeE500 MPa.



Figure I.6. Les types d'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Cas accidentelle

$$Y_s = 1 \quad \text{donc : } \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

Cas courant

$$\bullet \quad Y_s = 1.15 \quad \text{donc : } \bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\xi_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma} = 1.74\text{‰}$$

- ✓ Si $\varepsilon_s \leq \varepsilon_l$ donc : $(\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s)$.
- ✓ Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$ donc : $(\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa})$.

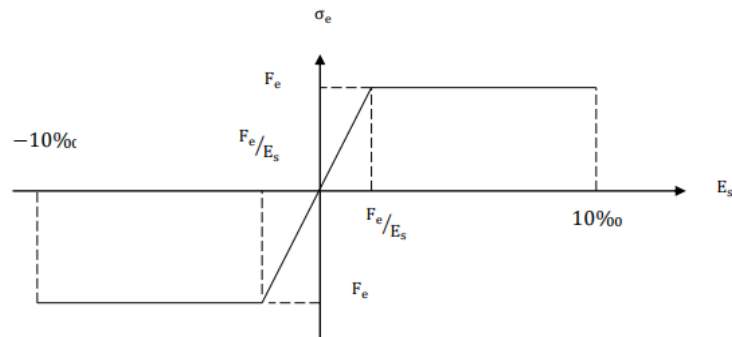


Figure I.7. Diagramme des contraintes et déformations d'acier.

Tableau I.5. Résistances caractéristiques du béton (à 28 jours en MPa).

Résistance caractéristique à 28 jours en (MPa)		Résistance de calculs σ_{bc} (MPa)	
A la traction	A la compression	Situation durable	Situation ACC
2.4	30	17	18.47

Tableau I.6. Résistance caractéristique à 28 jours MPa du l'acier.

La limite élastique f_e (MPa)	Résistance de calculs σ_s (MPa)	
f_e	Situation durable	Situation ACC
	434.78	500

Tableau I.7. Les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limitent.

ELU	ELS	ACCIDENTELLES
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E
		G + Q + 1.2E
		G ± 0.8E

I.8.4. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c » des armatures et le prendre au moins égal à :

- $e \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $e \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $e > 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.8.5. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir : Le CBA93 (Code De Béton Armé).

- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielle).

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, ainsi que les propriétés mécanique et physique des matériaux utilisés, en respectant les normes et la réglementation en vigueur.



CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, planchers, poutres et voiles) est une étape régie par des lois empiriques et qui représente le point de départ et la base de la justification à la stabilité, la résistance et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux surcharges d'exploitation et aux charges permanentes de (plancher, poutrelles, poutres et poteaux) et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement, (les voiles et les portiques).

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers en B.A sont des surfaces généralement horizontales distingue les limites des niveaux, et capable de supporter des charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles...).

Pour notre structure on distingue un seul type de plancher qui constitue de :

- Corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

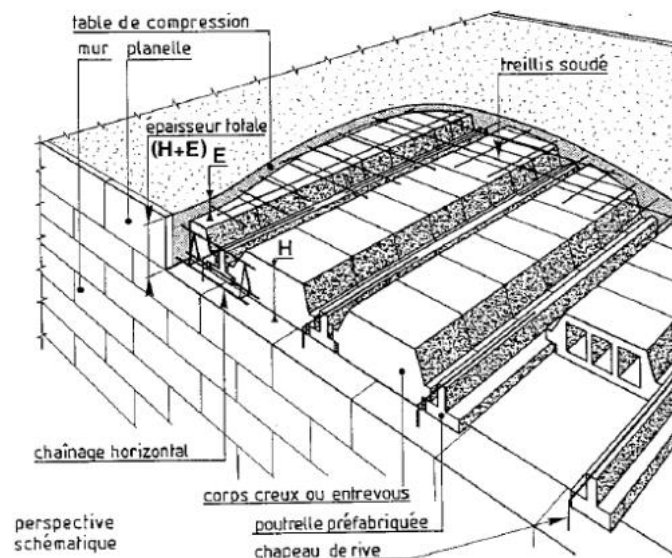


Figure II.1. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

II.2.1 Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Il est fréquemment utilisé dans les ouvrages à usage d'habitation et ceci pour les raisons suivantes :

- Bonne isolation thermique et phonique et facilité de réalisation.
- Portées de faible importance.
- Poids réduit qui atténue la résultante de la force sismique s'appliquant à l'ouvrage.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ CBA93 (Art B 6.8.4.2.4).}$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher.
- L_{max} : est la plus grande portée entre nus d'appuis.
- h : l'épaisseur du corps creux.
- h_0 : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$L_{max} = 4.10 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410-30}{22.5} = \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale « $h_t = 20 \text{ cm}$ ».

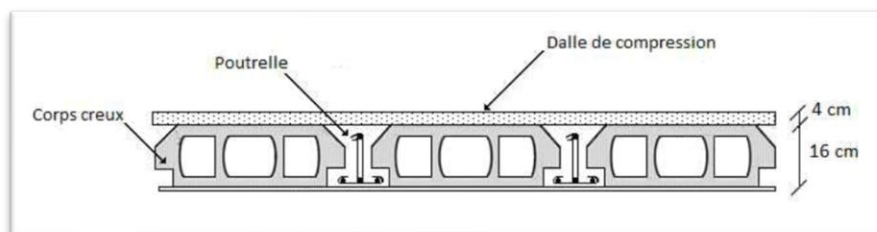


Figure II.2. Plancher à corps creux.

II.2.1.1. Condition d'isolation thermique

$$h_{min} \geq 16 \text{ cm.}$$

$$h = 20 \text{ cm (16+4) cm} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \text{ «CV»}.$$

II.2.1.2. Dimensions des poutrelles

Elles se calculent comme une section en T à la flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

- **L_x**: représente la distance entre poutrelles ($L_x = 60$ cm).
- **L_y**: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 80$ cm).

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$$

$$\text{Soit : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \max \left(\frac{44}{2}; \frac{80}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \max (24 ; 8)$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 24) + 12 = 60 \text{ cm}$$

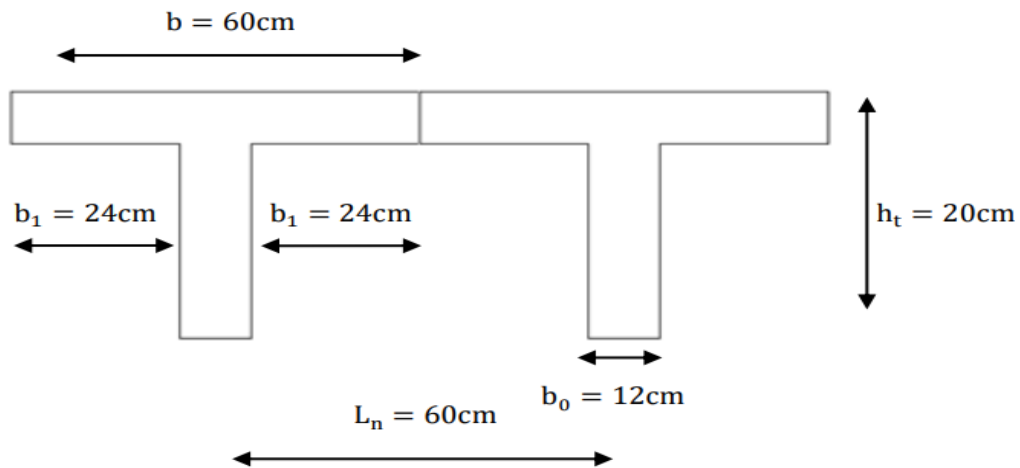


Figure II.3. Dimensions des poutrelles.

II.2.3. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm} \Rightarrow$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ pour quatre heures de coup de feu.

II.2.4. Isolation phonique

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

- $e_p = 15 \text{ cm}$
- L'isolation contre le bruit d'impact $e_p \geq 16 \text{ cm}$.
- Contre le bruit aérien $e_p \geq 14 \text{ cm}$.

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **$e = 16 \text{ cm}$**

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Une poutre soumise à la flexion est un élément dont les dimensions transversales sont faibles par rapport à la portée.

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante :

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

Avec :

- **h_p** : Hauteur de la poutre.
- **L** : Longueur de poutre (prise entre nus des poteaux).

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le **RPA99**

Art7.5.1, à savoir :

- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $b \geq 20 \text{ cm}$.
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

Avec :

- b : Largeur de la poutre
- h : Hauteur de la poutre

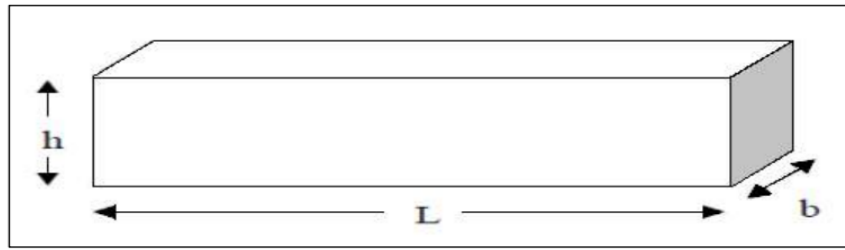


Figure II.4. Les dimensions d'une poutre.

II.3.1. Poutre principale

Soit, pour une portée maximale de : 4.60 m

$$\frac{460}{15} \leq h_p \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h_p \leq 46$$

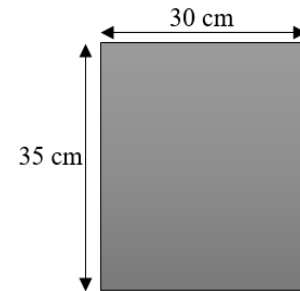
On prendre : $h_p = 40$ cm

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4(40) \leq b \leq 0.8(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

On prendre : $b = 30$ cm.

Vérification RPA99

- $h_p = 40$ cm > 30 cm.
- $b = 30$ cm > 20 cm. $\Rightarrow$ CV
- $\frac{40}{30} = 1.28 < 4$



II.3.2. Poutre secondaire

Soit, pour une portée maximale de : 3.80 m

$$\frac{380}{15} \leq h_p \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 16 \leq h_p \leq 32$$

On prendre : $h_p = 35$ cm

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4(35) \leq b \leq 0.8(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

On prendre : $b = 30$ cm.

Vérification RPA99

- $h_p = 35$ cm > 30 cm
- $b = 30$ cm > 20 cm $\Rightarrow$ CV
- $\frac{40}{30} = 1.4 < 4$

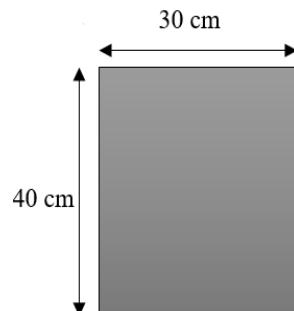


Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres.

Poutre	Section ($b \times h$) cm ²
Poutre principale	(30 $\times$ 40)
Poutre secondaire	(30 $\times$ 35)

II.4. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges permettra de dimensionner chaque élément porteur de la structure, on détermine ainsi les charges s'appliquant à chaque plancher du dernier étage jusqu'aux fondations. Il existe en général, deux types de charges applicables aux éléments de la structure qui sont :

- Les charges permanentes(G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

II.4.1. Les charges permanentes

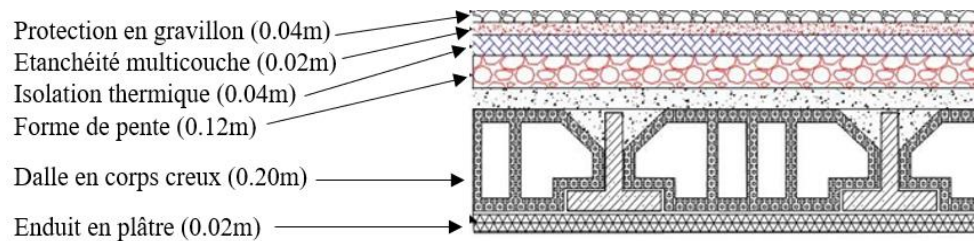


Figure II.5. Coupe de type d'un plancher terrasse inaccessible (corps creux).

Tableau II.2. Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique	0.04	22	0.16
5	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			G(kN/m²)	6.72 KN/m²
			Q(kN/m²)	1.00 KN/m²

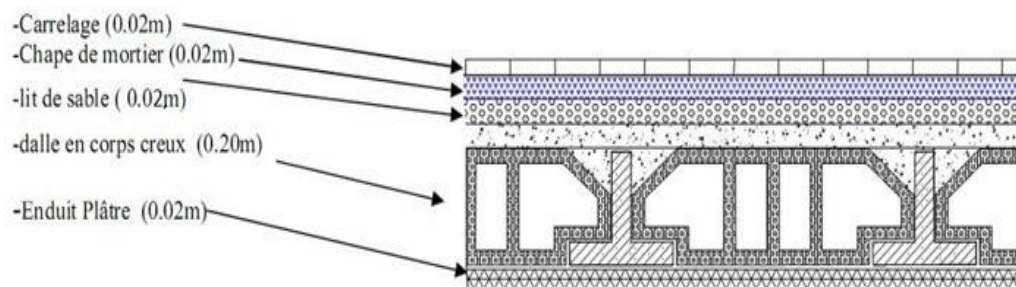


Figure II.6. Coupe de plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.3. Descente des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	2.80
6	Cloisons légères	-	-	1
			G(kN/m²)	5.2KN/m²
			Q(kN/m²)	1.5 KN/m²

Tableau II.4. Descente des charges du plancher en corps creux (sous-sol + réez de chaussée).

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Cloisons légères	-	-	1.00
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle encorpscreux	0.16+0.04	-	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			G(kN/m²)	5.2 KN/m²
			Q(kN/m²)	2.5KN/m²

Tableau II.5. Descente des charges du Mur extérieur.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Enduit extérieur(ciment)	0.02	18	0.36
2	Brique creuse(15cm)	0.15	9	1.35
3	Brique creuse (10cm)	0.10	9	0.9
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	10	0.2
5	Lame d'air	0.015	-	-
			G(kN/m²)	2.81 KN/m²

Tableau II.6. Descente des charges du Mur intérieur.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Enduit extérieur(ciment)	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (10cm)	0.10	9	0.9
3	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	10	0.2
			G(kN/m²)	1.46 KN/m²

II.5. Prédimensionnement des poteaux

II.5.1. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.5.2. Le prédimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes

- Critère de résistance.
- Condition du RPA99.
- Critère de stabilité de forme.

II.5.3. Les étapes à suivre pour le pré dimensionnement sont

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement RPA99 version 2003.
- Vérification des sections à l'ELS selon le CBA93.

II.5.4. Loi de dégression (DTR B.C-2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1.2....n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

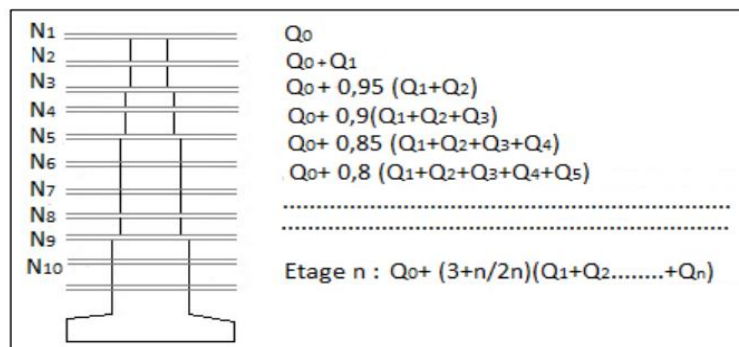
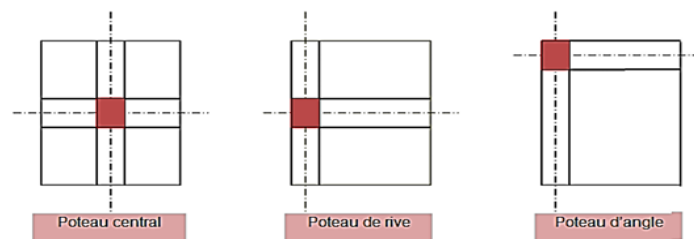


Figure II.7. Schéma de dégression des surcharges.

Tableau II.7. Loi de dégression selon [DRTBC22 ART 6].

Niveau des planchers	Nombre dalle (N)	Σ surcharge	Σ surcharge (kN /m ²)
9 ^{ème}	N1	Q_0	1 kN/m ²
8 ^{ème}	N2	$Q_0 + Q_1$	2.5kN/m ²
7 ^{ème}	N3	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85kN/m ²
6 ^{ème}	N4	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05kN/m ²
5 ^{ème}	N5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1kN/m ²
4 ^{ème}	N6	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	6.625kN/m ²
3 ^{ème}	N7	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.39kN/m ²
2 ^{ème}	N8	$Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.14kN/m ²
1 ^{er}	N9	$Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	8.92kN/m ²
RDC	N10	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC})$	10.425kN/m ²
S/sol	N11	$Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC} + Q_{S/sol})$	11.71kN/m ²

➤ On a 3 types de Poteau :

**Figure II.8.** Types de poteau.

II.5.6. Hypothèses de calcul

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA93** l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles **BAEL 91**, elles préconisent de prendre la section réduite Br .

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

Br : Section réduite du béton d'où $Br = (a - 0,02) (b - 0,02)]$ (m²).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1.15$.

f_e : Nuance de l'acier $f_e = 500\text{MPa}$.

A_s : Section d'armature longitudinale.

α : Coefficient dépend de l'élancement.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30\text{ MPa}$)

➤ **Coefficient α**

- Si : $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ pour $\lambda \leq 50$
- Si : $\alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

λ : L'élancement dans [BAEL91] est préférable de prendre $\lambda = 35^\circ$.

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85(\frac{A}{Br}) \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

- σ_{bc} : Résistance de calcul de béton d'où $\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 17\text{Mpa}$.
- $\beta = 1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2 \Rightarrow \beta = 1.2$

-D'après le [BAEL 91 r 99 /art B.8.4 ,1]

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{17}{0.9} + 0.85(\frac{1}{100}) \times \frac{500}{1.15}} = 0.055 \times Nu$$

$$\frac{l_f}{i} \Leftrightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

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

$l_f = 0.7h_e \Rightarrow$ le poteau est encastree à ses extrémités.

II.6.Calcul section de poteau

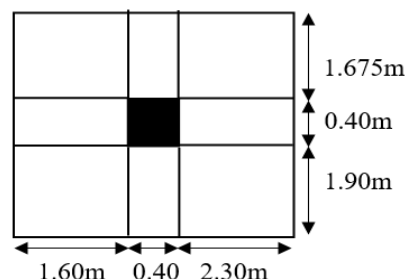
II.6.1. Calcul de la surface afférente

➤ **Poteau de centre**

$$L_{aff\ pp} = \frac{4.60}{2} + \frac{3.60}{2} = 4.10\text{m}.$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3.35}{2} + \frac{3.80}{2} = 3.575\text{m}.$$

$$S = 4.10 \times 3.657 = 14.657\text{m}^2.$$



II.6.2.Calcul du poids G revenant

➤ **Exemple de calcul de plancher étage courant :**

- Poids du plancher : $G(p) = G \times S$.

$$G(p) = 5.20 \times 14.657 = 76.216 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de poutre principale :** $G(pp) = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$.

$$G(pp) = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4.10 = 12.30 \text{ KN}$$

- **Poids de poutre secondaire :** $G(ps) = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$.

$$G(ps) = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 3.575 = 9.384 \text{ KN}$$

- **Poids de poteau :** $G(pot) = b \times h \times \gamma_b \times h_e$.

$$G(pot) = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

- **G(total):** $G_t = G(p) + G(pp) + G(ps) + G(pot)$

$$G(\text{total}) = 76.216 + 12.30 + 9.384 + 12.24 = 110.14 \text{ KN}$$

Tableau II.8. Calcul du poids G revenant.

Étage	G (KN)	S _{aff} (m ²)	G(p)	G(pp)	G(ps)	G(pot)	G(t) (KN)
Plancher terrasse	6.72	14.657	98.616	12.30	9.575	-	114.30
Plancher courant	5.20	14.657	76.216	12.30	9.575	12.24	110.14
Plancher RDC-S/sol	5.20	14.657	76.216	12.30	9.575	12.24	110.14

Tableau II.9. Calcul des surcharges d'exploitation revenant.

Étage	Σ Surcharge Q = Q étage (kN/m ²) × S(m ²)	Σ Surcharge Q (kN)
9 ^{ème}	1 × 14.657	14.657
8 ^{ème}	2.5 × 14.657	36.642
7 ^{ème}	3.85 × 14.657	56.424
6 ^{ème}	5.05 × 14.657	74.017
5 ^{ème}	6.1 × 14.657	89.407
4 ^{ème}	6.625 × 14.657	97.102
3 ^{ème}	7.39 × 14.657	108.315
2 ^{ème}	8.44 × 14.657	119.307
1 ^{ème}	8.92 × 14.657	130.740
RDC	10.425 × 14.657	152.799
S/sol	11.71 × 14.657	171.633

II.6.3. Vérification Selon le [RPA 99 v.2003] :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \Rightarrow$ En zone I.
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow$ h_e : Hauteur de poteaux.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Tableau II.10. Dimensionnement de poteau.

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br(cm ²)	a(cm)	RPA (cm ²)	a ² (cm ²)
-------	--------	--------	---------	----------------------	-------	------------------------	-----------------------------------

9 ^{ème}	114.13	14.657	176.088	111.375	12.55	30×30	30 ²
8 ^{ème}	224.27	36.642	357.727	226.262	17.04	30×30	30 ²
7 ^{ème}	334.41	56.424	531.589	336.230	20.33	30×30	30 ²
6 ^{ème}	444.55	74.017	771.189	449.827	23.20	35×35	35 ²
5 ^{ème}	554.69	89.407	822.947	558.463	25.63	35×35	35 ²
4 ^{ème}	664.83	97.102	1043.173	659.806	27.68	35×35	35 ²
3 ^{ème}	774.97	108.315	1208.68	764.49	29.64	40× 40	40 ²
2 ^{ème}	885.11	119.307	1373.859	868.965	31.47	40× 40	40 ²
1 ^{ème}	995.25	130.740	1539.69	973.85	33.20	40× 40	40 ²
RDC	1105.39	152.799	1721.475	1088.832	34.99	45× 45	45 ²
S/sol	1215.53	171.633	1898.415	1200.747	36.65	45× 45	45 ²

➤ **Exemple d'application pour la terrasse inaccessible**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (114.13) + 1.5 (14.657) = 176.088 \text{ kN.}$$

$$Br \geq 0.055 \times N_u \Rightarrow Br \geq 0.055 \times 176.088 \times 10^{-3} \times 10^4 \Rightarrow Br \geq 111.375 \text{ cm}^2.$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a \geq 12.55 \text{ cm.}$$

II.6.4. Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99]

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n+As} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$N_{ser} = G + Q. n = \frac{E_s}{E_b} = 15.$$

Tableau II.11. Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99].

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	a×a(cm)	σ_{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9 ^{ème}	114.13	14.657	128.78	30×30	12.55	18	Cv
8 ^{ème}	224.27	36.642	260.91	30×30	17.04	18	Cv
7 ^{ème}	334.41	56.424	390.83	30×30	20.33	18	Cv
6 ^{ème}	444.55	74.017	518.56	35×35	23.20	18	Cv
5 ^{ème}	554.69	89.407	644.097	35×35	25.63	18	Cv
4 ^{ème}	664.83	97.102	761.932	35×35	27.68	18	Cv
3 ^{ème}	774.97	108.315	883.285	40× 40	29.64	18	Cv
2 ^{ème}	885.11	119.307	1004.41	40× 40	31.47	18	Cv
1 ^{ème}	995.25	130.740	1125.99	40× 40	33.20	18	Cv
RDC	1105.39	152.799	1258.189	45× 45	34.99	18	Cv
S/sol	1215.53	171.633	1387.163	45× 45	36.65	18	Cv

➤ **Exemple d'application pour la terrasse inaccessible**

$$\frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{128.78 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.30 \times 0.30} = 1.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

II.6.5. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Leftrightarrow L_f = 0.7 \times L_0.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Leftrightarrow I = \frac{a \times a^3}{12} \cdot B = a \times a.$$

$$B_r = (a - 0.02)m^2$$

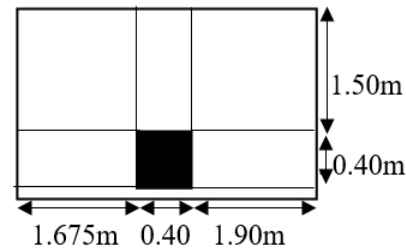
Avec:

- L_0 : Longueur libre du poteau.
- i : rayon de giration.

➤ **Exemple d'application pour la terrasse inaccessible :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.086} = 24.88 < 50$$

vérifier.



⇒

Tableau II.12. Vérification au flambement.

Étage	L_0	L_f	$a \times a$ (cm ²)	i (m ²)	Λ	$\lambda < 50$
9-8-7	3.06	2.14	30×30	0.086	24.88	Cv
6-5-4	3.06	2.14	35×35	0.101	21.18	Cv
1-2-3	3.06	2.14	40×40	0.115	18.60	Cv
RDC-S/sol	3.06	2.14	45×45	0.129	16.58	Cv

Tableau II.13. Choix des sections des poteaux.

Étage	$a \times a$ (cm ²)
9-8-7	30×30
6-5-4	35×35
1-2-3	40×40
RDC-S/sol	45×45

➤ **Poteau de rive**

$$L_{aff\ pp} = \frac{3.35}{2} + \frac{3.80}{2} = 3.575m.$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3}{2} = 1.5m.$$

$$S = 3.575 \times 1.5 = 5.362m^2.$$

Tableau II.14. Calcul du poids G revenant.

Étage	G (KN)	$S_{aff}(m^2)$	G(p)	G(pp)	G(ps)	G(pot)	G(t) (KN)
Plancher terrasse	6.72	5.362	36.032	10.725	3.937	-	50.694
Plancher courant	5.20	5.362	26.917	10.725	3.937	12.24	53.819

Plancher RDC-S/sol	5.20	5.362	26.917	10.725	3.937	12.24	53.819
--------------------	------	-------	--------	--------	-------	-------	--------

Tableau II.15. Calcul des surcharges d'exploitation revenant.

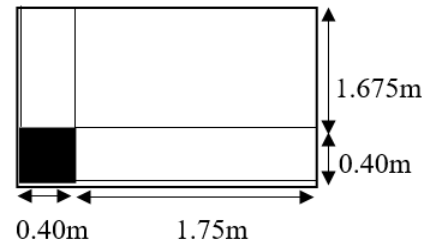
Étage	Σ Surcharge Q = Q étage (kN/m ²) × S(m ²)	Σ Surcharge Q (kN)
9 ^{ème}	1 × 5.362	5.362
8 ^{ème}	2.5 × 5.362	13.362
7 ^{ème}	3.85 × 5.362	20.643
6 ^{ème}	5.05 × 5.362	27.078
5 ^{ème}	6.10 × 5.362	32.708
4 ^{ème}	6.625 × 5.362	35.523
3 ^{ème}	7.39 × 5.362	39.625
2 ^{ème}	8.44 × 5.362	45.255
1 ^{ème}	8.92 × 5.362	47.829
RDC	10.425 × 5.362	55.898
S/sol	11.71 × 5.362	62.789

Tableau II.16. Dimensionnement de poteau.

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br(cm ²)	a(cm)	RPA (cm ²)	a ² (cm ²)
9 ^{ème}	50.694	5.362	76.479	48.373	8.95	30×30	30 ²
8 ^{ème}	104.513	13.405	161.200	101.959	12.09	30×30	30 ²
7 ^{ème}	158.332	20.643	244.712	154.780	14.44	30×30	30 ²
6 ^{ème}	212.151	27.078	327.020	206.840	16.38	30×30	30 ²
5 ^{ème}	265.97	32.708	408.121	258.136	18.06	30×30	30 ²
4 ^{ème}	319.789	35.523	484.999	306.762	19.51	30×30	30 ²
3 ^{ème}	373.608	39.625	563.808	356.608	20.88	35×35	35 ²
2 ^{ème}	427.427	45.255	644.908	407.904	22.19	35×35	35 ²
1 ^{ème}	481.246	47.829	721.425	456.301	23.36	35×35	35 ²
RDC	535.065	55.829	806.081	509.846	24.57	40×40	40 ²
S/sol	588.884	62.789	889.176	562.404	25.71	40×40	40 ²

Tableau II.17. Dimensionnement de poteau.

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	a×a(cm)	σ_{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9 ^{ème}	50.694	5.362	56.056	30×30	0.541	18	Cv
8 ^{ème}	104.513	13.405	117.918	30×30	1.139	18	Cv
7 ^{ème}	158.332	20.643	178.975	30×30	1.729	18	Cv
6 ^{ème}	212.151	27.078	239.229	30×30	2.311	18	Cv



5 ^{ème}	265.97	32.708	298.678	30×30	2.885	18	Cv
4 ^{ème}	319.789	35.523	355.312	30×30	3.432	18	Cv
3 ^{ème}	373.608	39.625	413.23	35×35	2.933	18	Cv
2 ^{ème}	427.427	45.255	472.682	35×35	3.355	18	Cv
1 ^{ème}	481.246	47.829	529.075	35×35	3.755	18	Cv
RDC	535.065	55.829	590.963	40×40	3.211	18	Cv
S/sol	588.884	62.789	651.673	40×40	3.541	18	Cv

Tableau II.18. Vérification au flambement.

Étage	L ₀	L _f	a×a (cm ²)	i (m ²)	Λ	λ<50
9-8-7-6-5-4	3.06	2.14	30×30	0.086	24.88	Cv
1-2-3	3.06	2.14	35×35	0.101	21.18	Cv
RDC-S/sol	3.06	2.14	40×40	0.115	18.60	Cv

Tableau II.19. Choix des sections des poteaux.

Étage	a×a (cm ²)
9-8-7-6-5-4	30×30
1-2-3	35×35
RDC-S/sol	40×40

➤ Poteau d'angle

$$L_{\text{aff pp}} = \frac{3.50}{2} = 1.75\text{m.}$$

$$L_{\text{aff ps}} = \frac{3.35}{2} = 1.675\text{m.}$$

$$S = 1.75 \times 1.675 = 2.931\text{m}^2.$$

Tableau II.20. Calcul du poids G revenant.

Étage	G (KN)	S _{aff} (m ²)	G(p)	G(pp)	G(ps)	G(pot)	G(t) (KN)
Plancher terrasse	6.72	2.931	19.69	5.25	4.396	-	29.336
Plancher courant	5.20	2.931	15.241	5.25	4.396	6.885	31.772
Plancher RDC-S/sol	5.20	2.931	15.241	5.25	4.396	6.885	31.772

Tableau II.21. Calcul des surcharges d'exploitation revenant.

Etage	Σ Surcharge Q = Q étage (kN/m ²) × S(m ²)	Σ Surcharge Q (kN)
9 ^{ème}	1 × 2.931	2.931
8 ^{ème}	2.5 × 2.931	7.327
7 ^{ème}	3.85 × 2.931	11.284
6 ^{ème}	5.05 × 2.931	14.80
5 ^{ème}	6.10 × 2.931	17.87
4 ^{ème}	6.625 × 2.931	19.417
3 ^{ème}	7.39 × 2.931	21.66
2 ^{ème}	8.44 × 2.931	24.737
1 ^{ème}	8.92 × 2.931	26.144
RDC	10.425 × 2.931	30.555
S/sol	11.71 × 2.931	34.322

Tableau II.22. Dimensionnement de poteau.

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br(cm ²)	a(cm)	RPA (cm ²)	a ² (cm ²)
9 ^{ème}	29.336	2.931	44.00	27.830	7.275	30×30	30 ²
8 ^{ème}	61.108	7.327	93.486	59.130	9.689	30×30	30 ²
7 ^{ème}	92.88	11.284	142.314	90.013	11.487	30×30	30 ²
6 ^{ème}	124.656	14.80	190.485	120.482	12.976	30×30	30 ²
5 ^{ème}	156.424	17.87	237.977	150.520	14.268	30×30	30 ²
4 ^{ème}	188.196	19.417	283.190	179.117	15.383	30×30	30 ²
3 ^{ème}	219.968	21.66	329.446	208.375	16.435	30×30	30 ²
2 ^{ème}	251.74	24.66	376.839	238.350	17.438	30×30	30 ²
1 ^{ème}	283.512	26.144	421.957	266.887	18.336	30×30	30 ²
RDC	315.284	30.555	471.465	298.202	19.268	35×35	35 ²
S/sol	347.056	34.322	520.008	328.925	20.135	35×35	35 ²

Tableau II.23. Dimensionnement de poteau.

Étage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	a×a(cm)	σ_{ser} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9 ^{ème}	29.336	2.931	32.267	30×30	0.311	18	Cv
8 ^{ème}	61.108	7.327	68.435	30×30	0.661	18	Cv
7 ^{ème}	92.88	11.284	104.164	30×30	1.006	²18	Cv
6 ^{ème}	124.652	14.8	139.452	30×30	1.347	18	Cv
5 ^{ème}	156.424	17.87	174.294	30×30	1.684	18	Cv
4 ^{ème}	188.196	19.417	207.613	30×30	2.005	18	Cv
3 ^{ème}	219.968	21.66	241.628	30×30	2.334	18	Cv
2 ^{ème}	251.74	24.737	276.477	30×30	2.671	18	Cv
1 ^{ème}	283.512	26.144	309.656	30×30	2.991	18	Cv
RDC	315.284	30.555	345.839	35×35	2.454	18	Cv
S/sol	347.056	34.322	381.378	35×35	2.707	18	Cv

Tableau II.24. Vérification au flambement.

Étage	L_0	L_f	$a \times a$ (cm ²)	i (m ²)	Λ	$\lambda < 50$
9-8-7-6-5-4	3.06	2.14	30×30	0.086	24.88	Cv
1-2-3	3.06	2.14	30×30	0.086	24.88	Cv
RDC-S/sol	3.06	2.14	35×35	0.101	21.18	Cv

Tableau II.25. Choix des sections des poteaux.

Étage	$a \times a$ (cm ²)
9-8-7-6-5-4	30×30
1-2-3	30×30
RDC-S/sol	35×35

Remarque

Dans notre structure, le prédimensionnement des poteaux est basé sur le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), et nous avons décidé d'utiliser la même section pour chaque étage. Voir tableau II.26

Tableau II.26. Dimension des poteaux le plus sollicité.

Étage	RDC-S/sol	1-2-3	4-5-6	7-8-9
Poteau (cm ²)	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30

II.7. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistant aux charges horizontales provenant du vent et/ou du séisme. La bonne disposition des voiles de contreventement contribue à l'augmentation de la rigidité de la structure.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du [RPA99/A.7.7.1] :

- $L \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{L}{4}$
- $a_{\min} \geq 15$ cm.
- Condition de rigidité aux extrémités.
 - h_e : Hauteur libre d'étage.
 - a : Epaisseur du voile.
 - $L_{\min}$: Longueur du voile minimal.

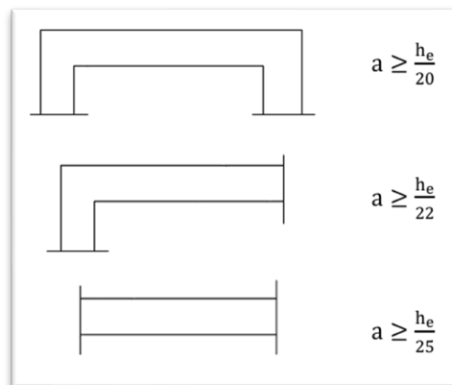
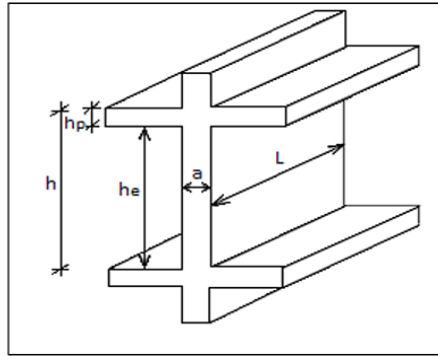


Figure II.9. Différents cas des voiles.**Figure II.10.** Voile en élévation.

Dans notre cas et du fait que l'on va prendre la même épaisseur pour tous les voiles de contreventement du bâtiment longitudinalement et transversalement, et aussi vu que les différents voiles possèdent différentes conditions de liaisons aux limites nous aurons donc :

- Etage de RDC $\Rightarrow H_e = 336.6 \text{ cm}$.

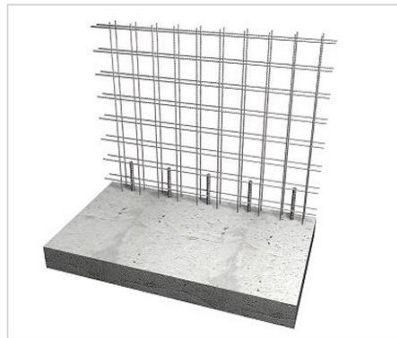
$$\begin{cases} 1^{er} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{20} = 16.83 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \\ 2^{ème} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{22} = 15.30 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_{\min} > 4 \times a \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Pour étage courant $\Rightarrow H_e = 336.6 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} 1^{er} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{20} = 16.83 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \\ 2^{ème} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{22} = 15.30 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_{\min} > 4 \times a \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

**Figure II.11.** Voile en béton armé coulé en place.

II.7.1. Voiles périphériques

- Etage de sous-sol $\Rightarrow H_e = 336.6\text{cm}$.

$$\begin{cases} 1^{er} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{20} = 16.83 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \\ 2^{ème} \text{ cas: } a > \frac{336.6}{22} = 15.30 \text{ cm} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_{\min} > 4 \times a \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20\text{cm.} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

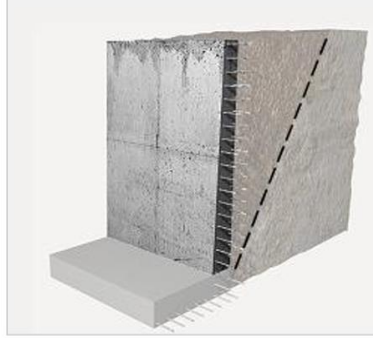


Figure II.12. Voile périphérique.

II.8. Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version 2003 et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet de l'étude des planchers à corps creux.



CHAPITRE III:

ETUDE DES PLANCHERS

III.1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportent le revêtement du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharge.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermique et acoustiquement les différentes étages.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelée poutrelle de section en T, elles assurent une fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe500).

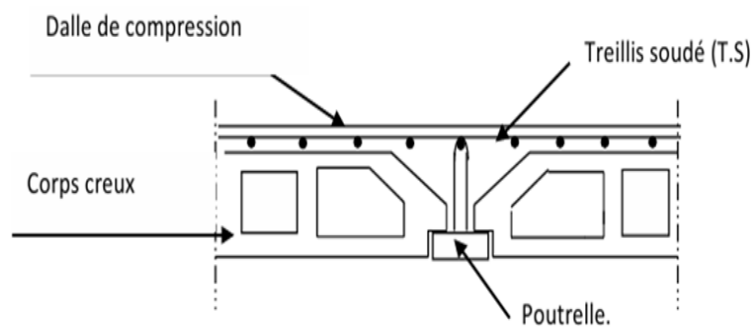


Figure III.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

III.2.Choix du type de plancher

Dans ce présent projet les planchers sont en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

- nature des charges appliquées : absence de charges concentrées importantes.
- il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- bonne isolation thermique et acoustique.
- exécution simple et rapide.

III.3 Calcul de la dalle de compression

Selon le (BAEL 91/B.6.8,423), la dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé qui doit satisfaire les conditions suivantes:

* Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

* Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 \text{ cm} < L_x < 80 \text{ cm}$ Où L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 60cm.

a) Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq (4 \times L) / f_e$$

Avec:

$A_{\perp}$: cm^2 par mètre linéaire,

L : Entre axes des poutrelles en (cm),

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

Donc : $A_{\perp} \geq (4 \times 60) / 520 \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On adoptera **5HA6/ML** = $1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

b) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

$A_{\parallel} = 1.41 / 2 = 0.705$ On adoptera **5HA6/ml** = $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On optera pour un treillis soudé HA Fe 500(6x200x6x200).

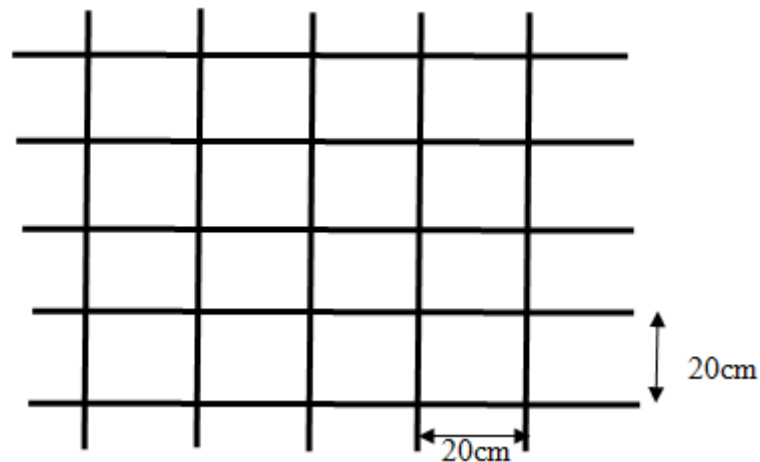


Figure.III.2 : Schéma d'un treillis soudé

III.4. Méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire

Domaine d'application

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5000\text{N/m}^2$). Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

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

Soit :

- 1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- 2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée. α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = Q / (Q + G)$.

III.5. Types des poutrelles:

Le plancher terrasse et étage courant à corps creux présentent les types de poutrelles suivants:



Figure III.3. Schéma statique poutrelle (1) étage courant et terrasse accessible.

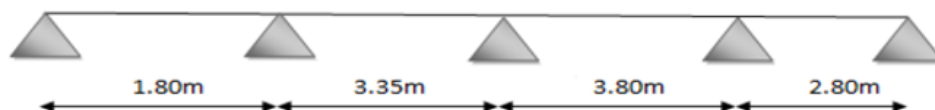


Figure III.4. Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse accessible.

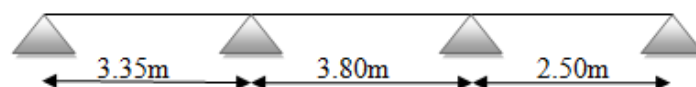


Figure III.5. Schéma statique poutrelle (3) terrasse inaccessible.

Tableau III.1. Choix de la méthode utilisée

Type	Méthode	Cause		Méthode utilisée
1	Forfaitaire	$Q \leq \min (2 \times G ; 5\text{kN})$	CV	Caquot
		$0.8 < l_i l / i + 1 < 1.25$	CNV	
		Inertie constante	CV	
		Fissuration peu préjudiciable.	CV	
2	Forfaitaire	$Q \leq \min (2 \times G ; 5\text{kN})$	CV	Caquot
		$0.8 < l_i l / i + 1 < 1.25$	CNV	
		Inertie constante	CV	
		Fissuration peu préjudiciable.	CV	
3	Forfaitaire	$Q \leq \min (2 \times G ; 5\text{kN})$	CV	Caquot
		$0.8 < l_i l / i + 1 < 1.25$	CNV	
		Inertie constante	CV	
		Fissuration peu préjudiciable	CV	

Conclusion : L'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on utilise la méthode de Caquot.

III.6. Etape de calcul par la méthode de Caquot

Cette méthode applique initialement pour les poutrelles non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux.

Elle est basée sur la théorie générale des poutres continues et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaire des poteaux.

III.6.1.Méthode de calcul

III.6.1.1.Caquot

III.6.1.1.1.Moment en appuis

- Appuis de rive : $M_a = 0$.
- Appuis intermédiaires
- $$M_a = \frac{q_w \times l'w + q_e \times l'e}{8.5 \times (l'w + l'e)}$$

$l'w$: Longueur de travée à gauche.

$l'e$: Longueur de travée à droite.

$l' = l \rightarrow$ Travée de rive.

$l' = l \times 0.8 \rightarrow$ Travée intermédiaire.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui à calculer.

q_e : charge répartie à droite de l'appui à calculer.

III.6.1.1.2.Moment en travée :

$$M_{t(x)} = \frac{q_x^2}{2} + \left(\frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

M_e : Moment appui à droite de travée.

M_w : Moment appui à gauche de travée.

III.6.1.1.3.La position de moment max sur la travée :

$$X = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

III.6.1.1.4.Efforts tranchant :

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

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

T_w =Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e =Effort tranchant à droite de l'appui.

Tableau III.2 Evaluation des charges du plancher à corps creux.

Etage	b(m)	Charge		Combinaison fondamentale	
		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
T-inaccessible	0.6	6.72	1	6.34	4.63
9etage	0.6	5.20	1.50	5.56	4.02
RDC+S/sol	0.6	5.20	2.50	6.64	4.62

III.6.2.Calcul du plancher à corps creux :

III.6.2.1.Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :



Figure III.6. Schéma statique du type de poutrelle (1).

III.6.2.1.1 Moment en appuis

- Appuis de rive

$$M_{a(1)} = 0 = M_{a(8)} = 0.$$

$$M_{a(2)} = \frac{6.343 \times 1.80^3 + 6.343 \times 2.86^3}{8.5 \times (1.80 + 2.68)} = -4.175 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(3)} = \frac{6.343 \times 2.68^3 + 6.343 \times 3.04^3}{8.5 \times (2.68 + 3.04)} = -6.173 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(4)} = \frac{6.343 \times 3.04^3 + 6.343 \times 1.40^3}{8.5 \times (3.04 + 1.40)} = -5.180 \text{ KN.m}$$

III.6.2.1.2 Moment en travée

- Travée (1_2)

$$ZX_{(1-2)} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Me}{qu \cdot l} = \frac{1.80}{2} + \frac{-4.175 - 0}{6.343 \times 1.80} = 0.53 \text{ m}$$

$$M_{t(1-2)} = \frac{6.343 \times 2.9}{2} \times x - \frac{6.343}{2} \times x^2 + \left(\frac{Me - Mw}{2.9} \right) x + M_w$$

$$M_{t(1.89)} = \frac{6.45 \times 1.80}{2} \times 0.53 - \frac{6.45}{2} \times 0.53^2 + \left(\frac{-4.175 - 0}{1.80} \right) 0.53 + 0$$

$$M_{t(1.89)} = 0.90 \text{ KN.m}$$

- Travée (2_3) :

$$X_{(2-3)} = 1.22 \text{ m}$$

$$M_{t(2-3)} = \frac{6.343 \times 2.68}{2} \times x - \frac{6.343}{2} \times x^2 + \left(\frac{Me - Mw}{3.6} \right) x + M_w$$

$$M_{t(2.01)} = \frac{6.343 \times 2.68}{2} \times 1.22 - \frac{6.343}{2} \times 1.200^2 + \left(\frac{-6.173 + 4.175}{3.60} \right) 1.22 - 4.175$$

$$M_{t(2.01)} = 0.561 \text{ KN.m}$$

- Travée (3_4) :

$$X_{(3-4)} = 1.571 \text{ m}$$

$$M_{t(3-4)} = \frac{6.343 \times 3.04}{2} \times x - \frac{6.343}{2} \times x^2 + \left(\frac{Me - Mw}{4.6} \right) x + M_w$$

$$M_{t(2.26)} = \frac{6.343 \times 3.04}{2} \times 1.571 - \frac{6.45}{2} \times 1.571^2 + \left(\frac{-5.180 + 6.173}{3.04} \right) 1.571 - 6.173$$

$$M_{t(2.26)} = 1.984 \text{ KN.m}$$

- Travée (4_5) :

$$X_{(4-5)} = 1.28 \text{ m}$$

$$M_{t(4-5)} = \frac{6.343 \times 1.40}{2} \times x - \frac{6.343}{2} \times x^2 + \left(\frac{M_e - M_w}{2.95} \right) x + M_w$$

$$M_{t(1.47)} = \frac{6.343 \times 1.40}{2} \times 1.28 - \frac{6.343}{2} \times 1.28^2 + \left(\frac{0 + 5.180}{1.40} \right) 1.28 - 5.180$$

$$M_{t(1.47)} = 0.042 \text{ KN.m}$$

III.6.2.1.3. Efforts tranchant

• Travée (1_2)

$$T_1 = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.343 \times 1.8}{2} + \frac{-4.175 - 0}{1.80} = 3.386 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.343 \times 1.8}{2} + \frac{-4.175 - 0}{1.80} = -8.025 \text{ KN}$$

• Travée (2_3)

$$T_2 = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.343 \times 2.68}{2} + \frac{-6.173 + 4.175}{2.68} = 7.750 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.343 \times 2.68}{2} + \frac{-6.173 + 4.175}{2.68} = -9.241 \text{ KN.}$$

Travée (3_4)

$$T_3 = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.343 \times 3.04}{2} + \frac{-5.180 + 6.173}{3.04} = 9.963 \text{ KN.}$$

$$T_4 = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.343 \times 3.04}{2} + \frac{-5.180 + 6.173}{3.04} = -9.310 \text{ KN.}$$

• Travée (4_5)

$$T_4 = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.343 \times 1.40}{2} + \frac{0 + 5.180}{1.40} = 8.138 \text{ KN.}$$

$$T_5 = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.343 \times 1.40}{2} + \frac{0 + 5.180}{1.40} = -0.73 \text{ KN.}$$

Tableau III.3 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour plancher terrasse à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.343 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.90	3.386	0
2		-8.025	-4.175
2	0.561	7.750	
3		-9.241	-6.173
3	1.948	9.963	
4		-9.310	-5.180
4	0.042	8.138	
5		-0.730	0
Max	1.948	9.963	-4.175

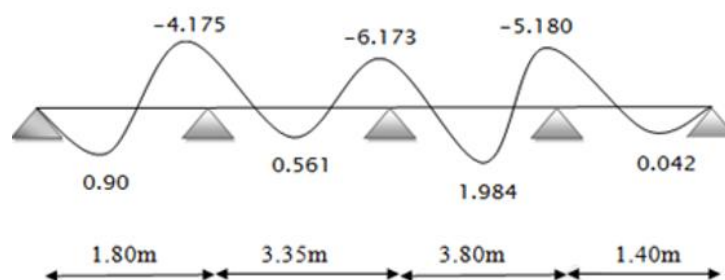


Figure III.7. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (1) en travée et en appuis à ELU.

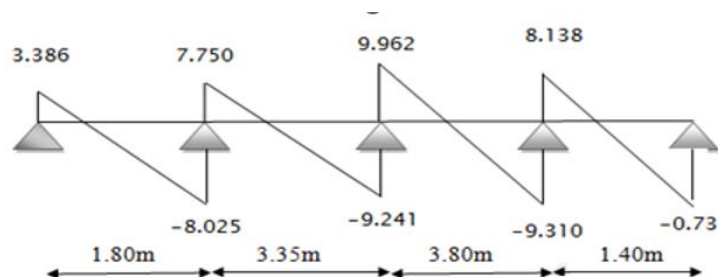


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (1) type à ELU.

Tableau III.4 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher terrasse à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 6.343 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.66	2.473	0
2		-5.860	-3.049
2	0.410	5.659	-4.508
3		-6.748	
3	1.425	7.277	-3.78
4		-6.798	
4	0.031	5.941	0
5		-0.541	
Max	1.425	7.277	-3.049

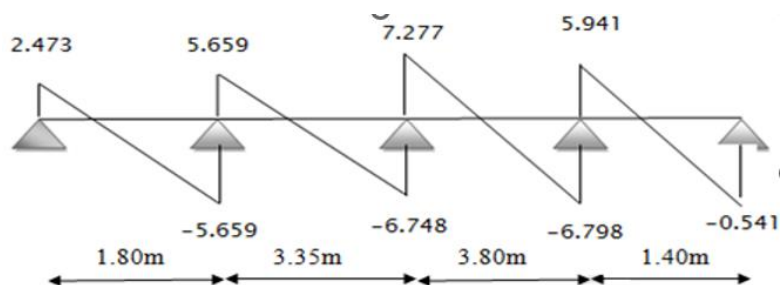


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (1) type à ELS.

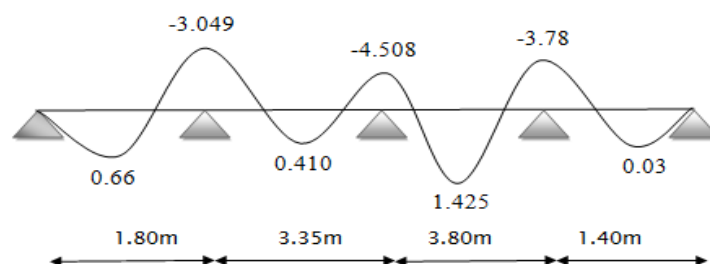


Figure III.10. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (1) en travée et en appuis à ELS.

Tableau III.5 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour étage courante à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 5.562 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	3.67	2.97	0
2		-7.037	-3.663
2	0.49	6.795	
3		-8.105	-5.415
3	1.398	8.740	
4		-8.167	-4.544
4	0.037	7.139	
5		-0.64	0
Max	3.67	8.740	-3.663

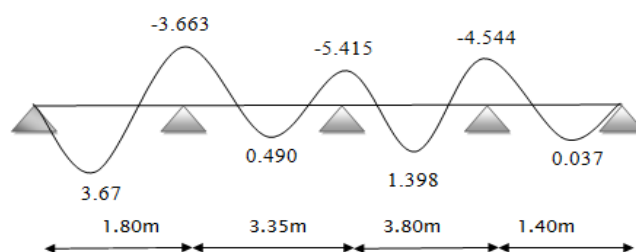


Figure III.11 Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (1) en travée et en appuis à ELU.

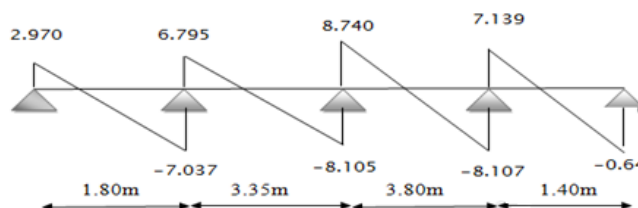


Figure III.12 Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (1) type à ELU.

Tableau III.6 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour étage courante à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.02 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.56	2.417	0
2		-5.08	-2.647
2	2.214	4.914	
3		-5.859	-3.914
3	1.050	6.317	
4		-5.90	-3.284
4	0.027	5.159	
5		-0.46	0
Max	2.214	6.317	-2.647

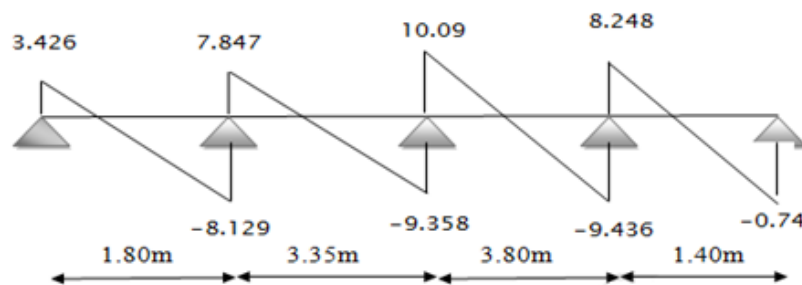
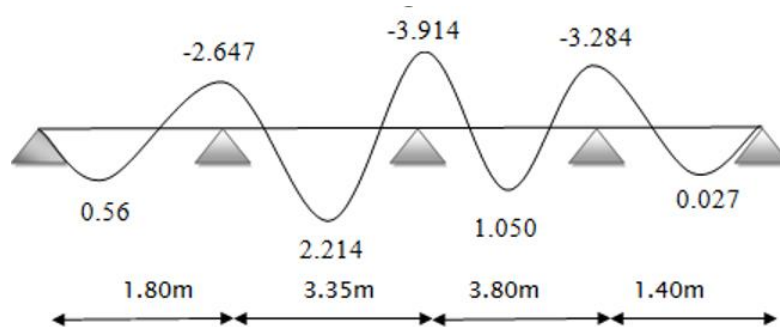
**Figure III.13** Digramme des efforts tranchants pour étage courante (1) type à ELS.**Figure III.14** Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (1) en travée et en appuis à ELS.

Tableau III.7 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour RDC à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.426 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.91	3.426	0
2		-8.129	-4.232
2	0.559	7.847	-6.257
3		-9.358	
3	1.67	10.09	-5.250
4		-9.436	
4	0.043	8.248	0
5		-0.74	
Max	1.67	10.09	-4.232

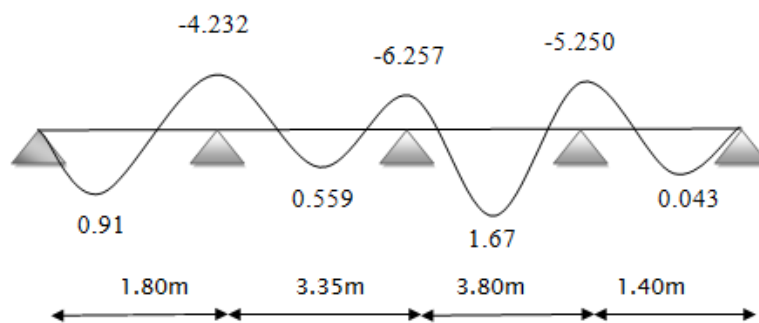
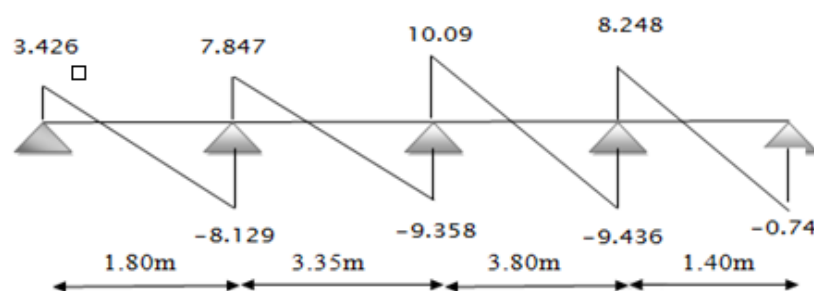
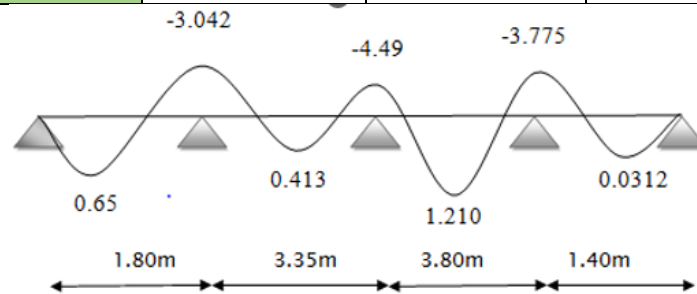
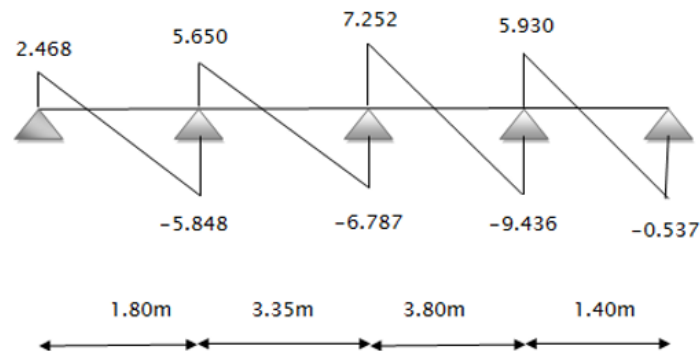
**Figure III.15** Diagramme des moments fléchissant pour RDC(1) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.16** Diagramme des efforts tranchants pour RDC (1) type à ELU.

Tableau III.8 Résumé du calcul de la poutrelle (1) pour RDC à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.62 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.65	2.468	0
2		-5.848	-3.042
2	0.413	5.650	
3		-6.731	-4.49
3	1.210	7.252	
4		-6.787	-3.775
4	0.0312	5.930	
5		-0.537	0
Max	1.210	7.252	-4.232

**Figure III.17** Diagramme des moments fléchissant pour RDC(1) en travée et en appuis à ELS**Figure III.18** Diagramme des efforts tranchants pour RDC (1) type à ELS.

III.6.2.1.4.Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales

a) En travée :

$$M_t = 1.984 \text{ KN.m}$$

❖ Moment équilibré par la table de compression(M_{tu})

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2} \right) = 65.28 \text{ KN.m}$$

$M_t = 1.984 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 65.28 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{1.984 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.0058$$

$$\mu_b = 0.0058 \leq \mu_l = 0.371 \text{ (FeE500)} \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.074$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{1.948 \times 10^{-3}}{0.178 \times 434.78} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.19 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

a) **En appui :**

$$M_a = 4.175 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{4.175 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.063$$

$$\mu_b = 0.063 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{4.175 \times 10^{-3}}{0.17 \times 434.78} \times 10^4 = 0.564 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1):

$$A_{min} = 0.23b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 0.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres**

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (Chap)}$$

Ferraillage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)

❖ Calcul des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ En "mm"}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.6.2.1.5. Vérifications nécessaires

III.6.2.1.5.1. Vérifications à ELU

❖ Vérification au cisaillement

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{9.963 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4; 5 \text{ MPa}\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Espacement s_t

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.4 \text{ MPa}$$

En flexion simple : $k=1$

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

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 500}{12 \times 1.15 (0.46 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 0$$

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : $s_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art****A.5.1.3.1.2)**

Appuis de rive :

$$A_l = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{9.963 \times 10}{500} = 0.23 \text{ cm}^2$$

III.6.2.1.6. Vérifications à l'ELS❖ **Etat limite d'ouverture des fissures****a) En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n \cdot A_{su}]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot d \right] = 0$$

$$\Rightarrow 12 \times \frac{y^2}{2} + [(60 - 12)4 + 15 \times 3.39]y - \left[(60 - 12) \frac{16}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right] = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.78 \text{ cm} \geq h_0 : \text{L'axe neutre est bien dans la nervure.}$$

➤ **Inertie**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.78^3}{3} - (60 - 12) \frac{(4.78 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 3.39)^2$$

$$I = 13030.79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{1.425 \times 10^{-3}}{13030.79 \times 10^{-8}} \times 4.78 \times 10^{-2} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

b) En appui

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot y - n \cdot A_{su} \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.82 \text{ cm}$$

➤ **Inertie**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = 7029.76741 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.78 \times 10^{-3}}{7029.76741 \times 10^{-8}} \times 8.82 \times 10^{-2} = 4.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

❖ Contrainte des aciers

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$
- c) $\frac{10}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

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

h : Hauteur totale de la section droite.

d : Hauteur utile de la section droite.

b_0 : Largeur de la nervure.

$M_{t,ser}$: Moment fléchissant maximal en travée.

$M_{0,ser}$: Moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e : Limite élastique en MPa .

- a) $\frac{20}{350} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ CNV.
- b) $\frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1.425}{10 \times 3.78} = 0.037$ CV.
- c) $\frac{10}{12 \times 18} = 0.046 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0048$ CNV.

Remarque

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Evaluation des flèches : selon CBA

(ANNEXE D: Méthode simplifiée de calcul des flèches):

On définit la flèche nuisible comme la flèche due aux charges appliquées à partir de la pose des cloisons. On calcule :

- les flèches instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes,
- la flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons,

- la flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges (G+Q) supportée par l'élément considéré.

La flèche nuisible aux cloisons à comparer aux valeurs admissibles vaut :

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

Avec la flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$L = 4.10m < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76cm = 7.6mm$$

On adoptera (Commentaires du B.6.5.2) les expressions suivantes pour le calcul des flèches:

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fji}}; f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fgi}}; f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}}; f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{fgv}}$$

➤ Les moments en travée

$$q_g = G \times 0,6$$

$$q_p = 0,6 (G + Q)$$

$$q_j = 0,6 (G - 0,75)$$

Avec :

q_g : L'ensemble des charges permanentes.

q_p : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

q_j : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Tableau III.9. Tableau des charges.

LES CHARGES					
Type de Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	g(KN/ml)	p(KN/ml)	j(KN/ml)
Terrasse inaccessible	2.8	1	2.28	3.12	4.02

$$M_g = 0.85 \frac{gL^2}{8} = 0.85 \times \frac{2.28 \times 3.80^2}{8} = 3.498 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.85 \frac{pL^2}{8} = 0.85 \times \frac{43.12 \times 3.80^2}{8} = 4.786 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.85 \frac{jL^2}{8} = 0.85 \times \frac{4.02 \times 3.80^2}{8} = 6.167 \text{ KN.m}$$

➤ Coefficients λ, μ

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.4}{0.0157(2 + 3 \frac{12}{60})} = 2.93 \text{ Pour les déformations instantanées.}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.17 \text{ Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.07 \text{ Le pourcentage d'armatures tendues.}$$

➤ Propriété de la section

$$y_s = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s} = \frac{\frac{12 \times 20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (60 - 12) 4 + 15 \times 3.39}$$

$$= 7.66 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_s \right)^2 + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_s - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_s (d - y_s)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \times 20^3}{12} + 12 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 7.66 \right)^2 + \frac{(60 - 12) 4^3}{12} + (60 - 12) 4 \left(7.66 - \frac{4}{2} \right)^2$$

$$+ 15 \times 3.39 (18 - 7.66)^2 = 21157.64 \text{ cm}^4$$

Ou I_0 est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton,

➤ **Les Contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{ser,j}(d - y_s)}{I} = 25.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{ser,g}(d - y_s)}{I} = 35.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{ser,p}(d - y_s)}{I} = 45.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 0$$

$$\mu_g = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0.087$$

$$\mu_p = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0.198$$

➤ **Inerties fictives I_f**

Le BAEL (B.6.5.2 commentaires) définit un moment d'inertie fictif (ou fissurée).

$$I_{fij} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 23273.404 \text{ cm}^4; I_{fig} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 18545.87 \text{ cm}^4;$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 14728.69 \text{ cm}^4; I_{fvg} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 20228.77 \text{ cm}^4$$

➤ **La flèche totale Δ_f**

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fji}} = 0.063 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fgi}} = 0.109 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fpi}} = 0.176 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10 E_{bv} \cdot I_{fvg}} = 0.297 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.297 - 0.063 + 0.176 - 0.109 = 0.301 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0.301 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots CV.$$

Tableau III.10 Vérification à ELS type poutrelle(1).

Etage		Etage courante	Terrasse inaccessible	RDC
L max(m)		3.80	3.80	3.80
Charges kN.m	J	2.28	1.68	1.68
	G	3.12	4.032	3.12
	P	4.02	4.632	4.62
M moment fléchissant kN.m	M _j	3.498	2.57	2.57
	M _g	4.786	6.180	4.786
	M _p	6.167	7.10	7.08
Contrainte De l'acier MPa	Σ_{sj}	25.64	18.89	18.89
	Σ_{sg}	35.08	54.34	35.08
	Σ_{sp}	45.20	52.20	51.90
Coefficient	μ_j	0	0	0
	μ_g	0.087	0.178	0.067
	μ_p	0.198	0.24	0.238
Λ		$\lambda_{I=2.93}$; $\lambda_v=1.17$		
Moment d'inertie fictive (cm ⁴)	I _{fij}	23273.404	23273.404	23273.404
	I _{fig}	18545.87	15266.55	19454.32
	I _{fip}	14728.69	13664.51	13711.69
	I _{fvig}	20228.77	19243.28	21581.62
La fleche (cm)	F _{ij}	0.063	0.46	0.46
	F _{ig}	0.109	1.71	1.039
	F _{ip}	0.176	2.19	1.38
	F _{vg}	0.297	4.03	3.08
Δ_F (cm)		0.97	4.05	2.96
F _{adm} (cm)		7.6	7.6	7.6
Verification		Cv	Cv	Cv

Tableau III.11 Résumé pour type poutrelle (1).

Etage	M _{tmax} (kN.m)		M _{amax} (kN.m)		A _t cm ²	A _a cm ²	A _t (adp)	A _a (adp)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
T-accessible	1.948	1.425	-4.175	-3.78	0.26	0.564	3T12	1T12
Etage courant	3.67	2.214	-3.66	-2.64	0.49	0.49	3T12	1T12
RDC	1.67	-4.23	1.210	-3.04	0.22	0.572	3T12	1T12

III.6.2.2.Type de poutrelle (2) méthode de Caquot

**Figure III.19.** Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse accessible.

Tableau III.12 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher terrasse à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.342 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.90	3.386	0
2		-8.025	-4.175
2	0.561	7.750	-6.173
3		-9.241	
3	0.925	9.507	-6.393
4		-9.712	
4	3.43	11.162	0
5		-6.595	
Max	3.43	11.162	-4.175

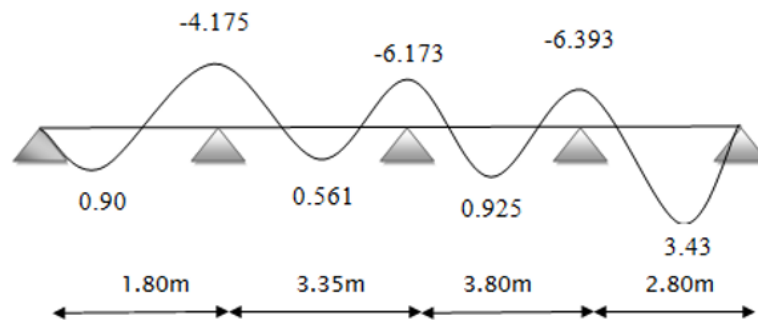
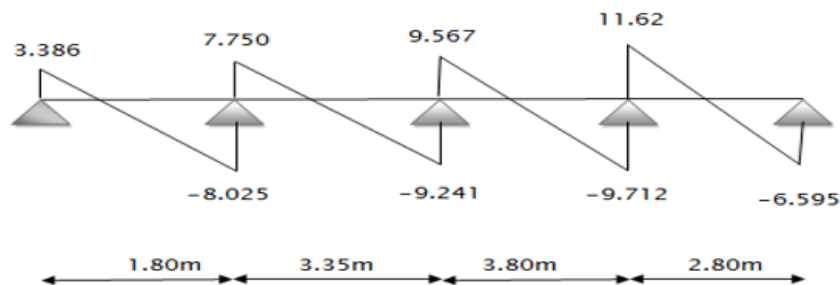
**Figure III.20.** Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (2) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.21.** Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (2) type à ELU.

Tableau III.13 Résumé du calcul de la poutrelle(2) pour plancher terrasse à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.63 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.660	2.473	0
2		-5.860	-3.049
2	0.410	5.659	
3		-6.748	-4.508
3	0.752	6.985	
4		-7.089	-4.667
4	2.503	8.148	
5		-4.815	0
Max	2.503	8.148	-3.49

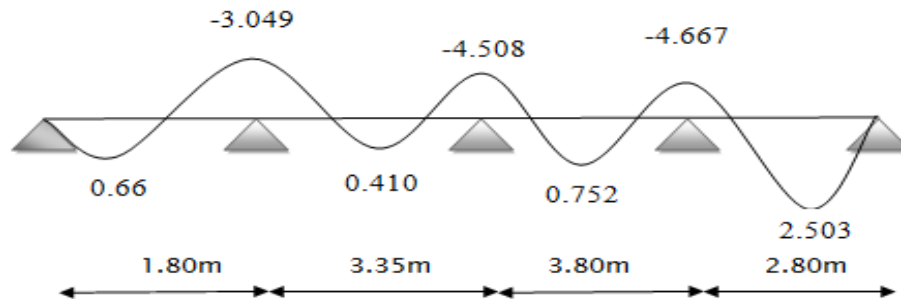
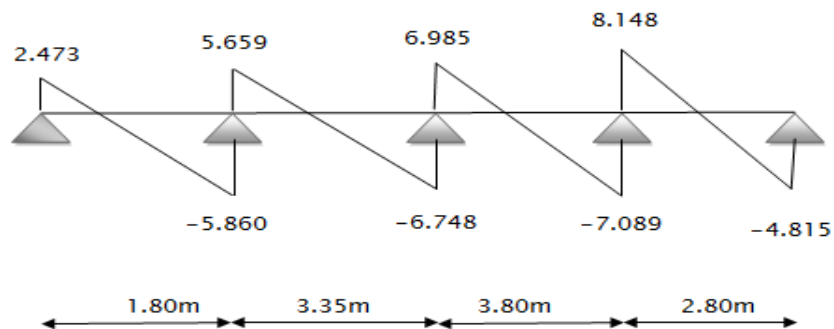
**Figure III.22** Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (2) en travée et en appuis à ELS.**Figure III.23** Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (2) type à ELU.

Tableau III.14 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour étage courante à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 5.562 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	3.67	2.970	0
2		-7.037	-3.663
2	0.49	6.795	-5.415
3		-8.105	
3	0.845	8.380	-5.607
4		-8.514	
4	3.005	9.786	0
5		-5.781	
Max	3.67	8.38	-3.663

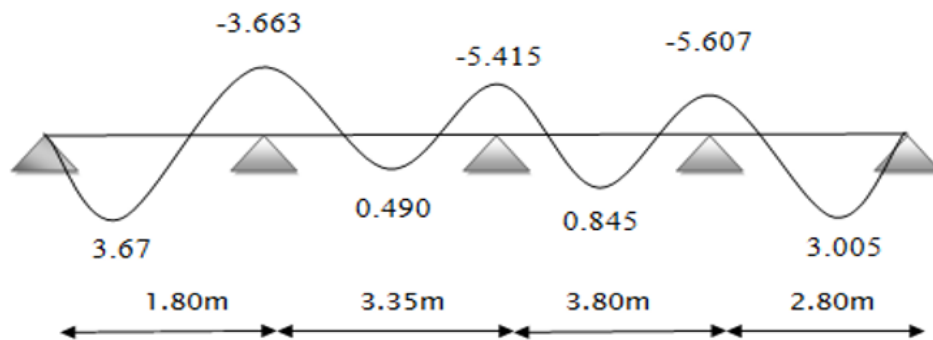
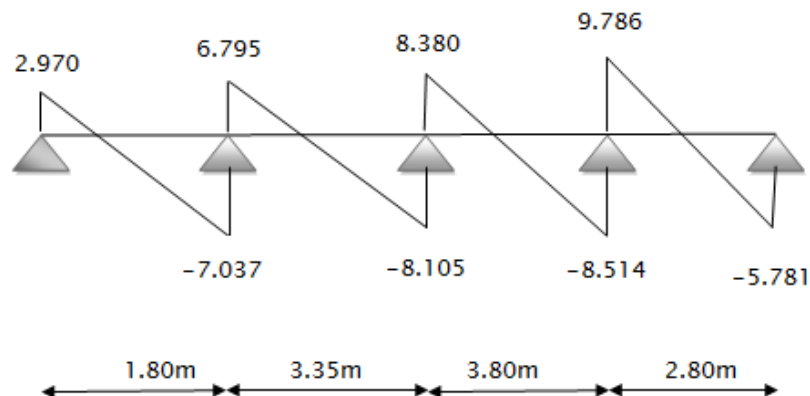
**Figure III.24.** Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (2) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.25.** Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (2) type à ELU.

Tableau III.15 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour étage courante à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 5.562 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.56	2.147	0
2		-5.08	-2.647
2	2.214	4.914	-3.914
3		-5.859	
3	0.667	6.062	-4.059
4		-6.158	
4	2.171	7.267	0
5		-3.988	
Max	2.214	7.267	-2.647

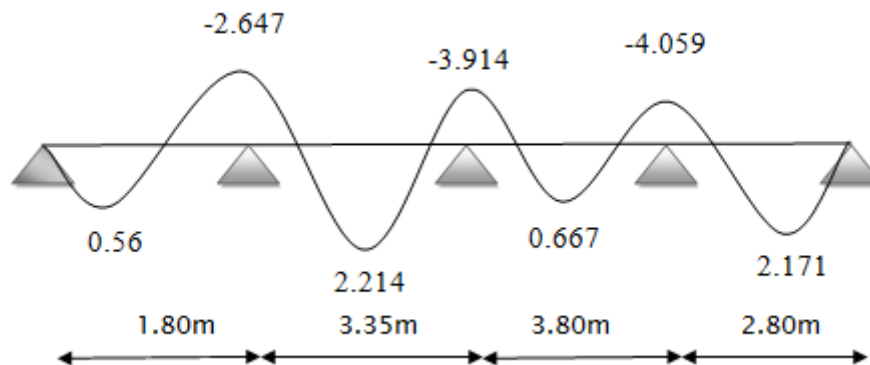
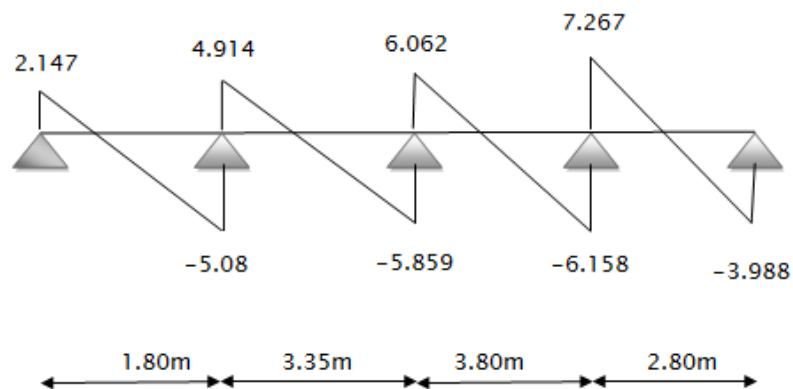
**Figure III.26.** Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (2) en travée et en appuis à ELS.**Figure III.27.** Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (2) type à ELS.

Tableau III.16 Résumé du calcul de la poutrelle (2) RDC à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.426 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.91	3.426	0
2		-8.129	-4.232
2	0.559	7.847	-6.257
3		-9.358	
3	1.06	9.685	-6.478
4		-9.831	
4	3.469	11.301	0
5		-6.674	
Max	3.469	11.301	-4.232

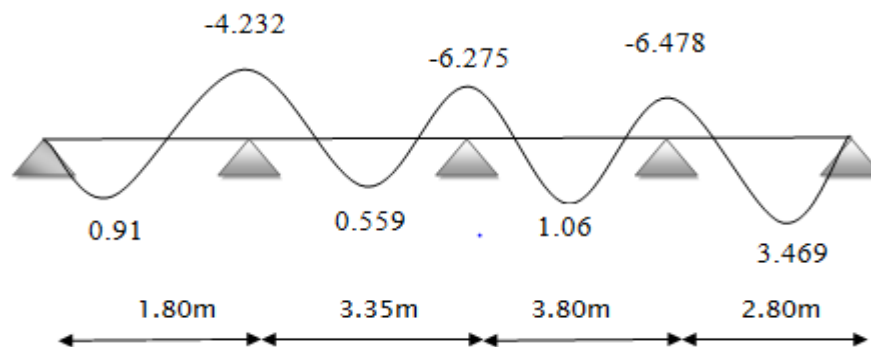
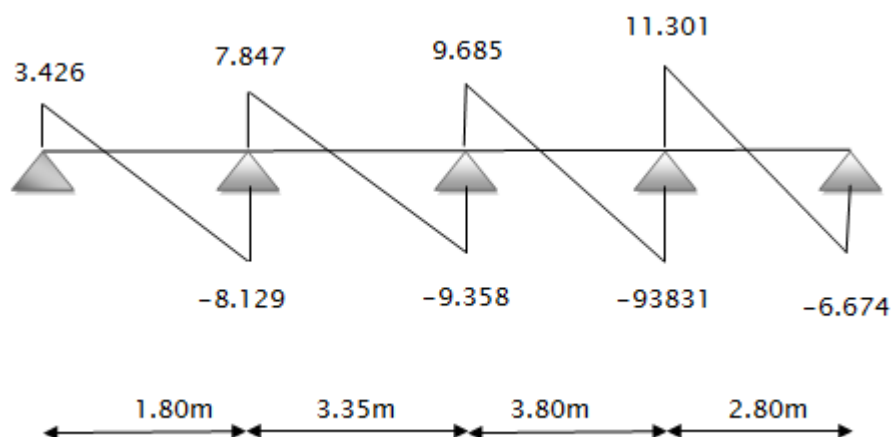
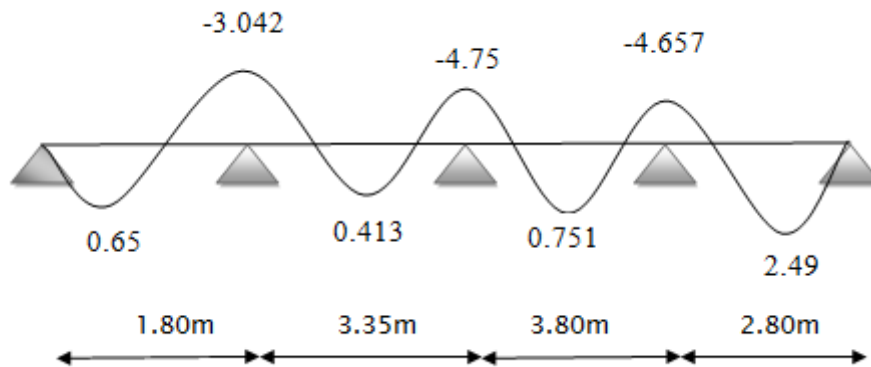
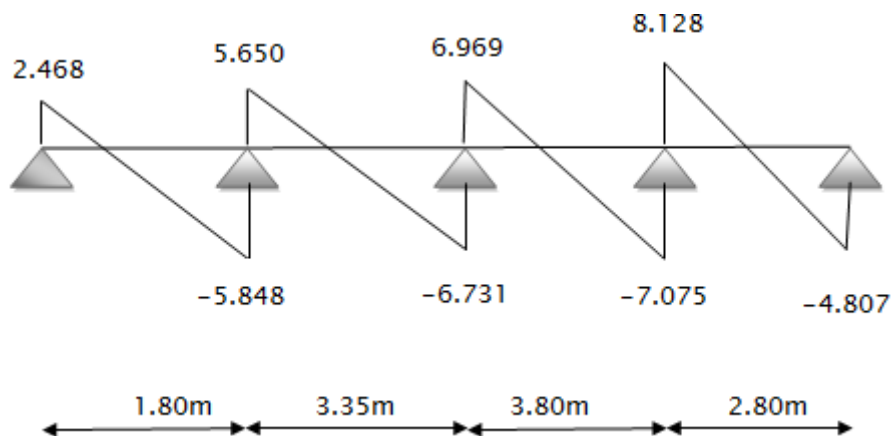
**Figure III.28.** Diagramme des moments fléchissant pour RDC (2) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.29.** Diagramme des efforts tranchants pour RDC (2) type à ELU.

Tableau III.17 Résumé du calcul de la poutrelle (2) pour RDC à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.62 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	0.65	3.426	0
2		-8.129	-3.042
2	0.413	7.847	-4.795
3		-9.358	
3	0.751	9.685	-4.65
4		-9.831	
4	2.49	11.301	0
5		-6.674	
Max	2.49	11.301	-3.042

**Figure III.30.** Diagramme des moments fléchissant pour RDC (2) en travée et en appuis à ELS.**Figure III.31.** Diagramme des efforts tranchants pour RDC 2) type à ELS.

III.6.2.2.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales

a) En travée : $M_t = 1.984 \text{ KN.m}$

❖ Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2}\right) = 65.28 \text{ KN.m}$$

$M_t = 1.984 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 65.28 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.010$$

$$\mu_b = 0.010 \leq \mu_l = 0.371 \text{ (FeE500)} \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 0.263$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.16$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{0.16 \times 434.78} \times 10^4 = 0.49 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.19 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) En appui : $M_a = 4.175 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{4.175 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.063$$

$$\mu_b = 0.063 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 0.081$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{4.175 \times 10^{-3}}{0.17 \times 434.78} \times 10^4 = 0.564 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 0.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres**

On opte pour $A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 (\text{Chap})$

Ferraillage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)

❖ **Calcul des armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ En "mm"}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.6.2.2.2. Vérifications nécessaires**III.6.2.2.2.1. Vérifications à ELU**❖ **Vérification au cisaillement**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11.62 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4; 5 \text{ MPa}\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Espacement s_t**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.4 \text{ MPa}$$

En flexion simple : $k=1$

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

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 500}{12 \times 1.15 (0.51 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 0$$

$$s_t \leq \min \begin{cases} 0.9d = 16.2\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} = 16.2\text{cm}$$

Donc : $s_t = 15\text{cm}$

Tableau III.18 Vérification à ELS type poutrelle(2).

Etage		Etage courante	Terrasse inaccessible	RDC
L max (m)		3.80	3.80	3.80
Charges kN.m	J	2.28	1.68	1.68
	G	3.12	4.032	3.12
	P	4.02	4.632	4.62
M moment fléchissant kN.m	M _j	3.498	2.57	2.57
	M _g	4.786	6.180	4.786
	M _p	6.167	7.10	7.08
Contrainte De l'acier MPa	Σ _{sj}	25.64	18.89	18.89
	Σ _{sg}	35.08	54.34	35.08
	Σ _{sp}	45.20	52.20	51.90
Coefficient	μ _j	0	0	0
	μ _g	0.087	0.178	0.067
	μ _p	0.198	0.24	0.238
Λ		λ _I =2.93 ; λ _v =1.17		
Moment d'inertie fictive (cm ⁴)	I _{fij}	23273.404	23273.404	23273.404
	I _{fig}	18545.87	15266.55	19454.32
	I _{fip}	14728.69	13664.51	13711.69
	I _{fv}	20228.77	19243.28	21581.62
La fleche (Cm)	F _{ij}	0.063	0.46	0.46
	F _{ig}	0.109	1.71	1.039
	F _{ip}	0.176	2.19	1.38
	F _{vg}	0.297	4.03	3.08
Δ _F (cm)		0.97	4.05	2.96
F _{adm} (cm)		7.6	7.6	7.6
Verification		Cv	Cv	Cv

Tableau III.19 Résumé pour type poutrelle (2).

Etage	M _{tmax} (kN.m)		M _{amax} (kN.m)		A _t cm ²	A _a cm ²	A _t (adp)	A _a (adp)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
T-accessible	3.430	2.503	-4.175	-3.049	0.26	0.564	3T12	1T12
Etage courant	3.67	2.214	-3.66	-2.64	0.49	0.49	3T12	1T12
RDC	3.469	2.49	-4.32	-3.04	0.46	0.572	3T12	1T12

III.6.2.3.Type de poutrelle (3) méthode de Caquot

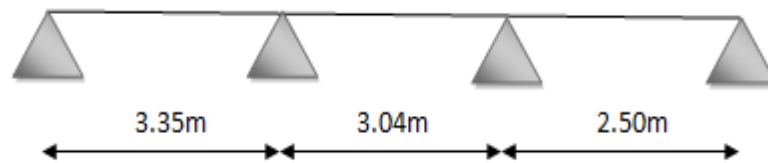


Figure III.32.Schéma statique du type de poutrelle (3)

Tableau III.20. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour plancher terrasse à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.343 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	5.473	8.330	0
2		-12.90	-7.667
2	0.577	10.224	
3		-9.048	-5.88
3	2.440	10.277	
4		-5.578	0
Max	5.473	10.277	-5.88

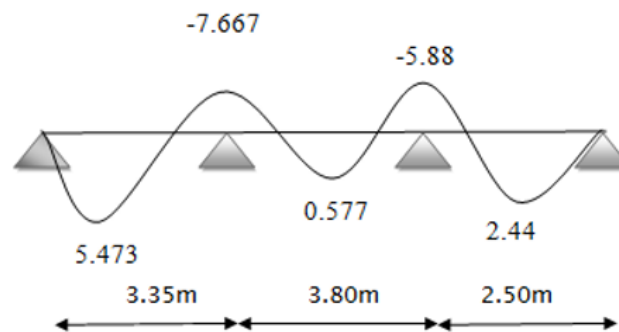


Figure III.33. Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (3) en travée et en appuis à ELU.

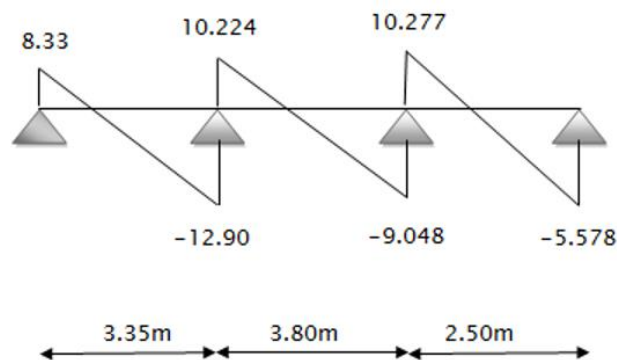


Figure III.34. Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (3) type à ELU.

Tableau III.21 Résumé du calcul de la poutrelle(3) pour plancher terrasse à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.63 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	3.997	6.083	0
2		-9.426	-5.599
2	0.419	7.465	-4.298
3		-6.609	
3	1.787	7.506	0
4		-4.068	
Max	3.997	7.506	-4.298

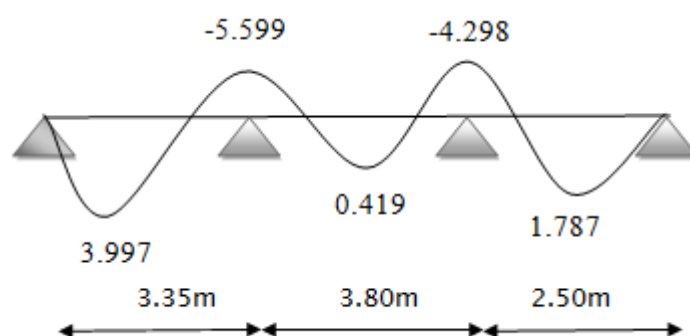
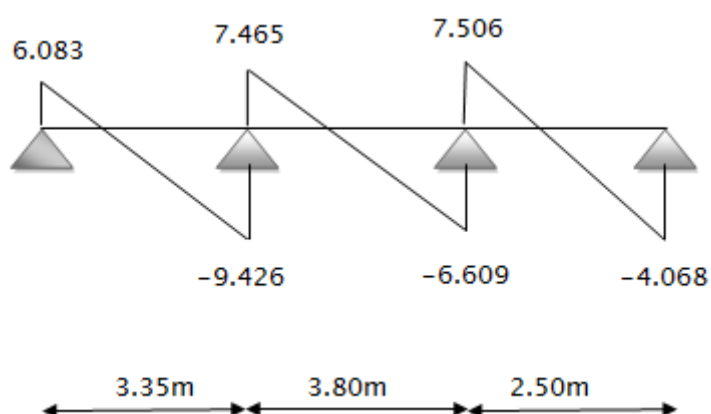
**Figure III.35.** Diagramme des moments fléchissant pour terrasse inaccessible (3) en travée et en appuis à ELS.**Figure III.36.** Diagramme des efforts tranchants pour terrasse inaccessible (3) type à ELS.

Tableau III.22 Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour étage courante à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 5.56 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	4.801	7.300	0
2		-11.318	-6.72
2	0.505	8.963	-5.162
3		-7.938	
3	2.146	9.01	0
4		-4.88	
Max	4.801	9.01	-5.162

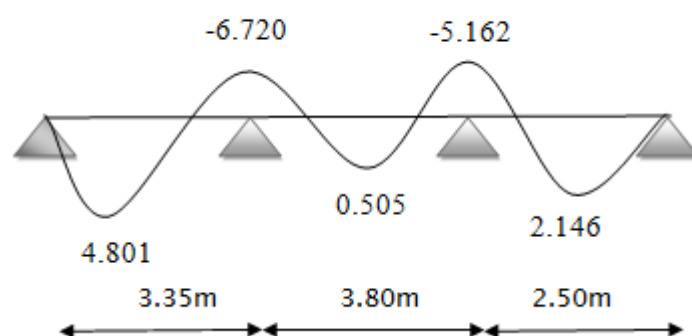
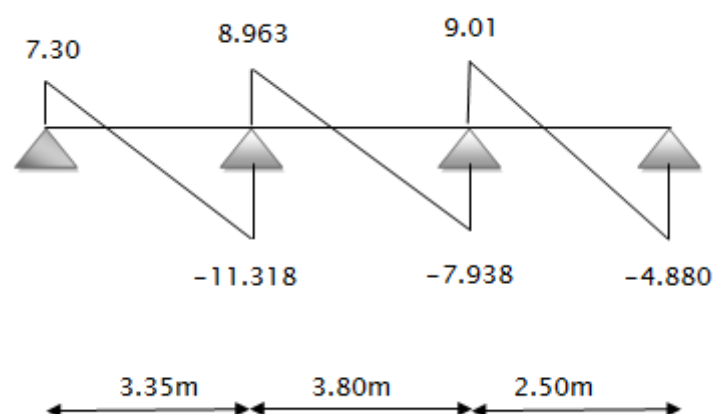
**Figure III.37.** Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (3) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.38.** Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (3) type à ELU.

Tableau III.23. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour étage courante à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.02 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	3.47	5.282	0
2		-8.814	-4.861
2	0.365	6.482	-3.730
3		-5.738	
3	1.552	6.517	0
4		-3.533	
Max	3.47	6.517	-3.70

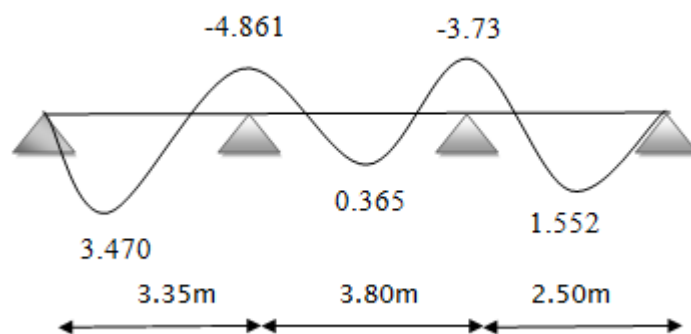
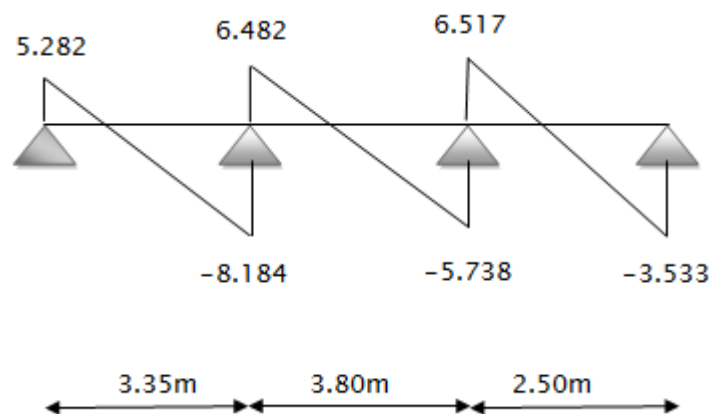
**Figure III.39** Diagramme des moments fléchissant pour étage courante (3) en travée et en appuis à ELS.**Figure III.40.** Diagramme des efforts tranchants pour étage courante (3) type à ELS.

Tableau III.24. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour RDC à ELU.

Poutrelle type o1	qu= 6.46 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	5.577	8.480	0
2		-13.512	-7.812
2	0.585	10.416	-5.997
3		-9.222	
3	2.493	10.473	0
4		-5.672	
Max	2.493	10.473	-5.997

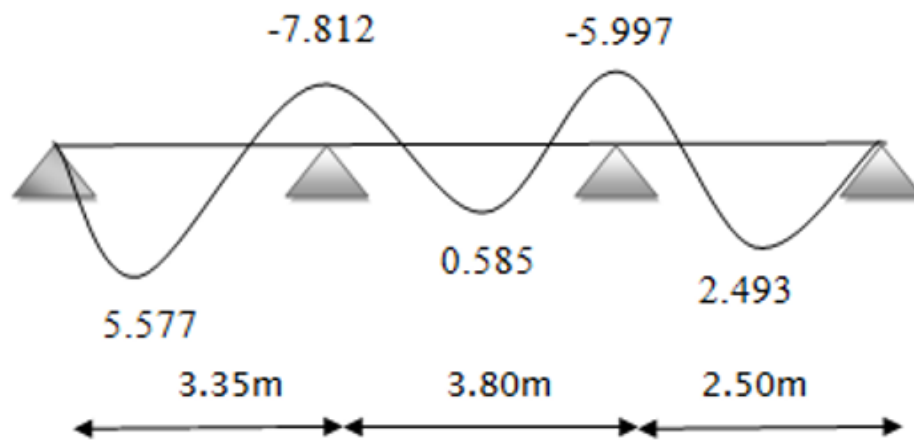
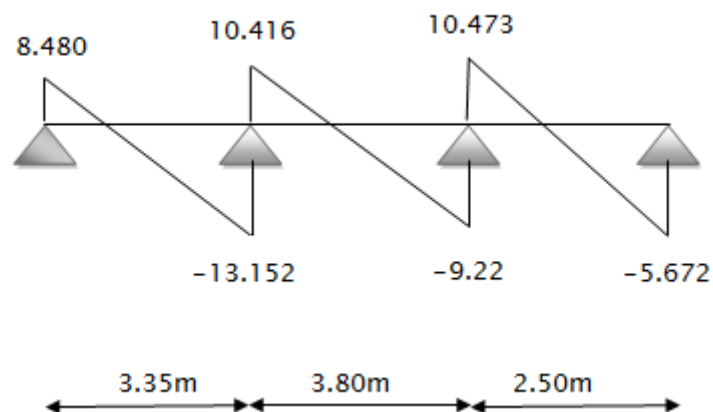
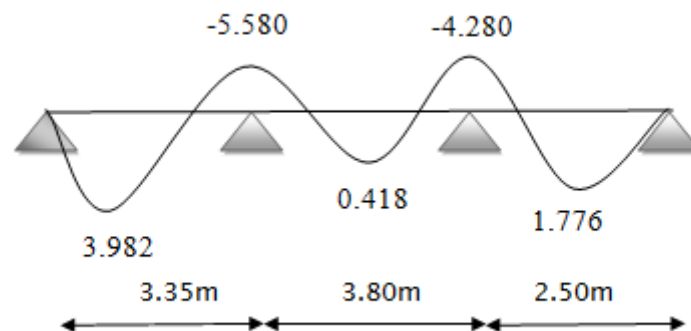
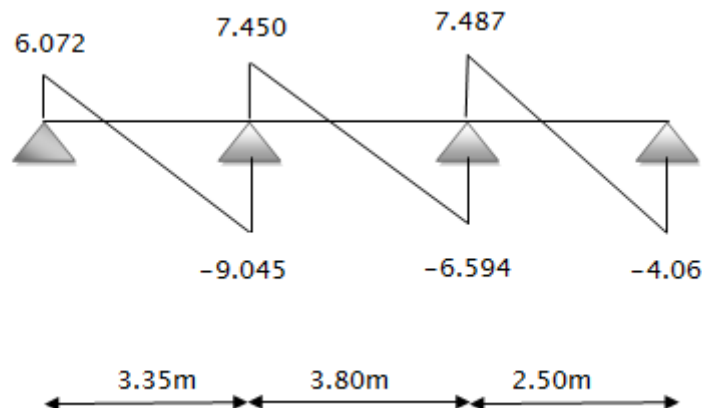
**Figure III.41.** Diagramme des moments fléchissant pour RDC (3) en travée et en appuis à ELU.**Figure III.42.** Diagramme des efforts tranchants pour RDC (3) type à ELU.

Tableau III.25. Résumé du calcul de la poutrelle (3) pour RDC à ELS.

Poutrelle type o1	qu= 4.62 KN/m		
	M_t (KN.m)	T(KN)	M_a (KN.m)
1	3.982	6.072	0
2		-9.405	-5.58
2	0.418	7.450	-4.28
3		-6.594	
3	1.776	7.487	0
4		-4.06	
Max	3.982	7.487	-4.28

**Figure III.43.** Diagramme des moments fléchissant pour RDC (3) en travée et en appui à ELS**Figure III.44.** Diagramme des efforts tranchants pour RDC (3) type à ELS.

III.6.2.3.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales

a) En travée : $M_t = 5.473 \text{ KN.m}$

❖ Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2} \right) = 65.28 \text{ KN.m}$$

$M_t = 5.473 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 65.28 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{5.473 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.010 \leq \mu_l = 0.371 \text{ (FeE500)} \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.020$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.178$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{5.473 \times 10^{-3}}{0.178 \times 434.78} \times 10^4 = 0.707 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.19 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

c) **En appui** : $M_a = 5.88 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{5.88 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18 \times 0.2)^2 \times 17} = 0.088$$

$$\mu_b = 0.247 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.115$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{5.88 \times 10^{-3}}{0.17 \times 434.78} \times 10^4 = 0.79 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 0.23 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (Chap)}$$

Ferraillage transversal BAEL99 (Art 5.1.2.2)

❖ Calcul des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ En "mm"}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.6.2.4. Vérifications nécessaires

III.6.2.4.1. Vérifications à ELU

❖ Vérification au cisaillement

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4; 5 \text{ MPa}\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Espacement s_t

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.4 \text{ MPa}$$

En flexion simple : $k=1$

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

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 500}{12 \times 1.15 (0.47 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 0$$

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : $s_t = 15 \text{ cm}$

Tableau III.26. Vérification à ELS type poutrelle(3).

Étage		Etage courante	Terrasse inaccessible	RDC
L max (m)		3.80	3.80	3.80
Charges kN.m	J	2.28	1.68	1.68
	G	3.12	4.032	3.12
	P	4.02	4.632	4.62
M moment fléchissant kN.m	M _j	3.498	2.57	2.57
	M _g	4.786	6.180	4.786
	M _p	6.167	7.10	7.08
Contrainte De l'acier MPa	Σ _{sj}	25.64	18.89	18.89
	Σ _{sg}	35.08	54.34	35.08
	Σ _{sp}	45.20	52.20	51.90
Coefficient	μ _j	0	0	0
	μ _g	0.087	0.178	0.067
	μ _p	0.198	0.24	0.238
Λ		λ _I =2.93 ; λ _v =1.17		
Moment d'inertie fictive (cm ⁴)	I _{fij}	23273.404	23273.404	23273.404
	I _{fig}	18545.87	15266.55	19454.32
	I _{fip}	14728.69	13664.51	13711.69
	I _{fvg}	20228.77	19243.28	21581.62
La fleche (Cm)	F _{ij}	0.063	0.46	0.46
	F _{ig}	0.109	1.71	1.039
	F _{ip}	0.176	2.19	1.38
	F _{vig}	0.297	4.03	3.08
Δ _F (cm)		0.97	4.05	2.96
F _{adm} (cm)		7.6	7.6	7.6
Verification		Cv	Cv	Cv

Tableau III.27 Résumé pour type poutrelle (2).

Etage	M _{tmax} (kN.m)		M _{amax} (kN.m)		A _t (cm ²)	A _a (cm ²)	A _t (adp)	A _a (adp)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
T-accessible	5.437	3.997	-5.880	-4.298	0.74	0.79	3T12	1T12
Etage courant	4.801	3.74	-5.162	-3.73	0.64	0.69	3T12	1T12
RDC	5.575	3.982	-5.99	-4.28	0.75	0.810	3T12	1T12

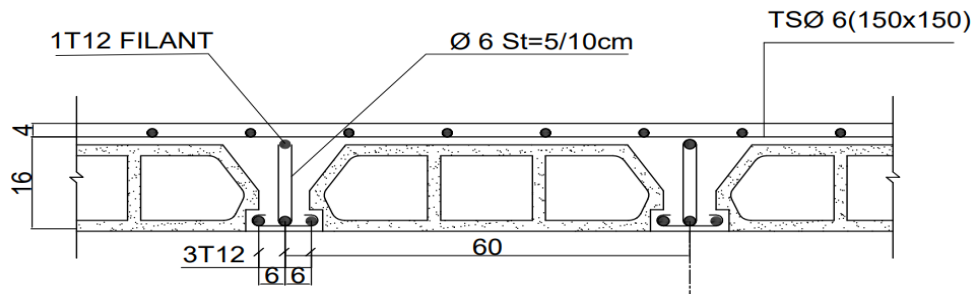


Figure III.45. Schéma de ferrailage.

III.7.Conclusion

Afin de compléter l'étude de notre structure, le chapitre suivant est consacré à l'étude des éléments non-structuraux (escaliers, acrotère... etc.) ainsi le ferrailage et la vérification des sections.



CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (balcon, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

IV.2 Etude de l'acrotère

IV.2.1 Définition

L'acrotère est un élément de sécurité en béton armé qui assimile à une console encastree dans le plancher terrasse, a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goutte. Il soumise à un effort normal dû à son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F_P à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 qui impose l'application de la force horizontale F_P pour le calcul secondaire.

$$F_P = 4. A. C_P. W_P$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone, Zone I ; groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.10$.

C_P : Facteur de force horizontale $C_P = 0.8$.

W_P : Poids de l'élément considéré.

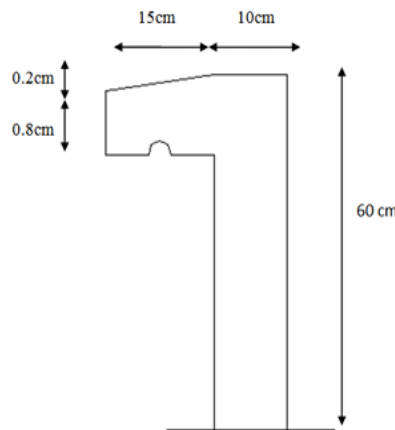


Figure IV.1. Dimensions de l'acrotère.

IV.2.2. Evaluation des charges

IV.2.2.1. Poids propre

$$W_P = S \times \gamma_b.$$

S : La surface de l'acrotère.

$$S = 0.60 \times 0.1 + 0.15 \times 0.1 - \left(\frac{0.02 \times 0.15}{2} \right)$$

$$S = 0,0735\text{m}^2.$$

$$W_P = 0.0735 \times 25 = 1,8375\text{kN/ml}.$$

Les surcharges sont estimées de ($Q = 1\text{kN}$).

IV.2.2.2. Force horizontal

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P.$$

$$F_P = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 1.8375 = 0,4704\text{kN/ml}.$$

D'après D.T.R BC 2.2

$Q=1000\text{N/ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

$$F_P = \max(Q, F_P) \Rightarrow F = (0.4704 ; 1) \text{ KN/ml} \Rightarrow F_P = Q = 1\text{KN/ml}.$$

IV.2.3. Calcul des sollicitations

- ELU :

$$M_U = 1.5 \times F_P \times h = 1.5 \times 1 \times 0.60 = 0,90\text{kN.m}.$$

$$N_U = 1.35 \times W_P = 1.35 \times 1.8375 = 2.48\text{kN.m}.$$

- ELS:

$$M_S = F_P \times h = 1 \times 0.60 = 0.60\text{kN.m}.$$

$$N_S = W_P = 1.8375\text{kN}.$$

IV.2.4. Calcul de l'excentricité

- Excentricité de premier ordre

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.90}{2.48} = 0.36\text{m}.$$

- Excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2\text{cm} = 0.02\text{m}.$$

- Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 \times L_F^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi).$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux 'quasi-permanentes et charges permanente' au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_U}{1.5 \times M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{0.90}{1.5 \times 0.60} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$\text{Si : } N_i = 0 \Rightarrow \alpha = 0.5.$$

$$L_f = 2 \times L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0.60 = 1.2\text{m}.$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation 'instantanée' sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.10} \times (2 + 0 \times 2) = 0,00864\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e = 0.48 + 0.02 + 0.00864 = 0.508\text{m} = 50.8\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} < e = 50.8\text{cm}.$$

- Donc la section sera partiellement comprimée et le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

IV.2.5. Calcul du moment fictif

$$M_f = N_U \times \left(e + \frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow M_f = 2,48 \times \left(0,508 + \frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 1,334 \text{ kN.m.}$$

IV.2.6. Détermination de ferrailage

IV.2.6.1. Les armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{M_f}{17 \times 1 \times 0,09^2} = 0,752 \times 10^{-6} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,752 \times 10^{-6}}) = 1,249$$

$$Z_d = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 1,249) = 0,045 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_f}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{1,036 \times 10^{-3}}{434,78 \times 0,045} = 0,529 \text{ cm}^2$$

IV.2.6.2. Condition de non fragilité d'après de [BEAL]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,4}{500} = 0,993 \text{ cm}^2$$

[BAEL 91 art A.4.2.1]

$$A_{\min, \max} = \frac{0,2}{100} \times b \times h \Rightarrow A_{\min, \max} = \frac{0,2}{100} \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

(BAEL 91 art A.8.1, 21).

• Le choix des armatures principales

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend (St = 25 cm)}$$

IV.2.6.3. Armatures de répartition

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

• Choix des armatures de répartition

$$A_s = 0,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

IV.2.7. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{U, \max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U, \max}}{b \times d_x} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,016 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \Rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

IV.2.8. Vérification au séisme

$$F_p \leq 1.5 \times Q$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow F_p = 1 \leq 1.5 \times 1$$

$$F_p = 1 \leq 1.5 \Rightarrow \text{CV}$$

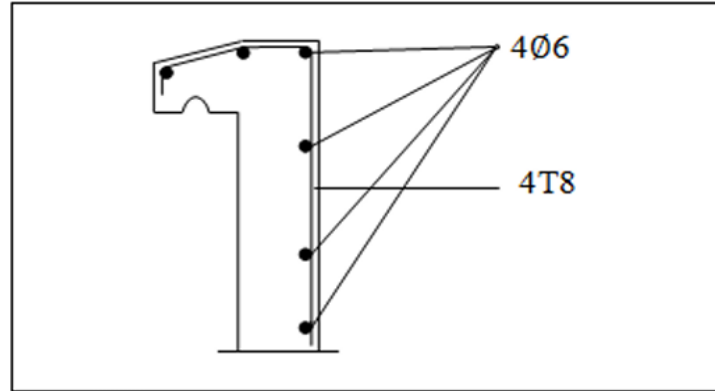


Figure. IV.2. Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Etude du balcon

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection. Elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou fenêtre. Cette console est sollicitée par G, Q, F tel que :

G : Charge permanente (balcon).

Q : Surcharge d'exploitation.

F : Charge concentrée du mur en brique de hauteur 1,20 m

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande de 1ml.



Figure IV.3. Balcon.

IV.3.1. Le pré dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par :

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

Avec :

e : épaisseur du balcon.

L : la largeur du balcon.

$$\frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{10} \Rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 12\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte } e=16\text{ cm}$$

IV.3.2. Evaluation des charges

- Charge permanente et charge d'exploitation G et Q :

Tableau IV.1. Descente des charges pour le balcon.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Revêtement de Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	17	0.34
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
G(kN/m ²)				5.38 KN/m ²
Q(kN/m ²)				3.50 KN/m ²

- Charge concentrée F :

Tableau IV.2. Descente des charges de mur.

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Brique creuse	0.01	9	0.90
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
3	Enduit extérieur	0.02	20	0.40
G(kN/m ²)				1.5 KN/m ²

La hauteur de mur h = 1.20 m.

$$F = G \times h = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ KN/m.}$$

IV.3.3. Calcul des sollicitations

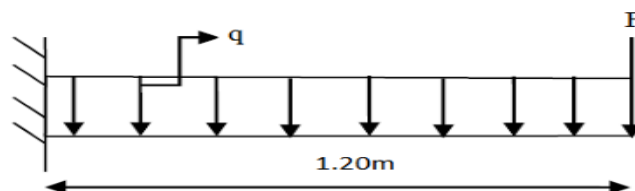


Figure IV.4. Schéma de balcon.

- **A L'ELU**

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 3.5 = 12.51 \text{ KN/ml.}$$

$$P_U = 1.35F = 1.35 \times 1.80 = 2.43 \text{ KN.}$$

$$M_U = \frac{q_U \times L^2}{2} + P_U \times L = \frac{12.51 \times 1.20^2}{2} + 2.43 \times 1.20 = 11.92 \text{ KN.m.}$$

$$T_U = q_U \times L + P_U = 12.51 \times 1.20 + 2.43 = 17.44 \text{ KN.}$$

- **A L'ELS**

$$q_S = G + Q = 5.38 + 3.5 = 8.88 \text{ KN/ml.}$$

$$P_S = F = 1.80 \text{ KN.}$$

$$M_S = \frac{q_S \times L^2}{2} + P_S \times L = \frac{8.88 \times 1.20^2}{2} + 1.80 \times 1.20 = 8.55 \text{ KN.m.}$$

$$T_S = q_S \times L + P_S = 8.88 \times 1.20 + 1.80 = 12.45 \text{ KN.}$$

IV.3.4. Calcul de ferrailage

$$b = 1 \text{ ml.}$$

$$h = 0.16 \text{ m.}$$

$$d = 0.144 \text{ m.}$$

- **Les armatures longitudinales**

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 17} = 0.033.$$

$$\mu_u = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.041.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.144(1 - 0.4 \times 0.041) = 0.141 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \left(\frac{11.92 \times 10^{-3}}{0.141 \times 434.78} \right) \times 10^4 = 1.94 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = 1.94 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc } A_S = 1.94 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix des barres : 4T12} \Rightarrow A_S = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de répartition**

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

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc: } A_r = 1.73 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 4T10 $\Rightarrow A_S = 3.14 \text{ cm}^2$.

IV.3.5. Vérifications

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$T_{U,\max} = 17.44 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{U,\max}}{b \times d} = \frac{17.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = \min [0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} = 0.121 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification a L'ELS**

$$\text{Il faut : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

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

Avec :

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.041$$

$$\Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.144(1 - 0.4 \times 0.041) = 0.141 \text{ m}$$

IV.3.6. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console la flèche f est :

$$f_1 = \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{8EI} \Rightarrow \text{Pour une charge uniformément répartie.}$$

$$f_2 = \frac{q_{\text{ser}} \times L^3}{8EI} \Rightarrow \text{Pour une charge concentrée.}$$

$$\text{Donc : } f_i = f_1 + f_2$$

- **Centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4.52 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 4.52}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 8.26 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = H - V_1 \Rightarrow V_2 = 16 - 8.26 \Rightarrow V_2 = 7.74 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + 15A_S (d - V_1)^2 = 36797.52 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{8EI} = \frac{8.88 \times 1.20^4}{8 \times 32164.20 \times 36797.52 \times 10^{-8}} = 0.19 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{P_{\text{ser}} \times L^3}{8EI} = \frac{1.80 \times 1.20^3}{8 \times 32164.20 \times 36797.52 \times 10^{-8}} = 0.032 \text{ cm}$$

$$f_i = f_1 + f_2 = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_i = 0.22 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.48 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

IV.3.7. Calcul de longueur de contre poids

- **Poids du balcon**

$$e_p = 16 \text{ cm}$$

$$G_1 = e_p \times L \times b \times \gamma_b \Rightarrow 0.16 \times 1.2 \times 1 \times 25 = 4.8 \text{ KN}$$

- **Poids de contre balancement**

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

$$G_2 = e_p \times L_c \times b \times \gamma_b \Rightarrow G_2 = 5 \times L_c$$

$$60\% \times G_1 = G_2$$

$$0.60 \times 4.8 = 5 \times L_c \Rightarrow L_c = 0.60 \times \frac{4.80}{5} = 0.57 \text{ m}$$

$$L_c = 0.57 \text{ m} \Rightarrow L_c = 0.80 \text{ m}$$

Schéma de ferrailage

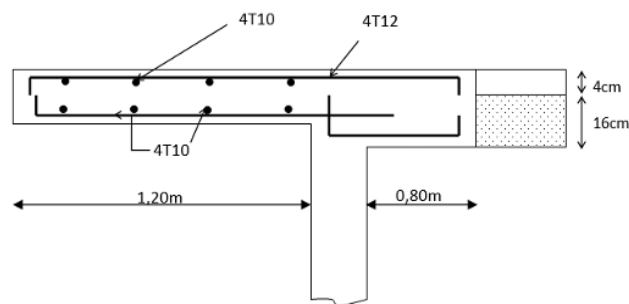


Figure IV.5. Schéma de ferrailage du balcon.

IV.4. Etude d'escalier

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une succession des gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

IV.4.1. Description

- L'escalier se compose généralement de :
 - **La paillasse** : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
 - **Palier de repos** : L'escalier est équipé d'une petite dalle dite palier de repos, permettant aux usagers de se reposer.
 - **L'embranchement** : la longueur d'une marche.
 - **Le giron (g)** : la largeur d'une marche.
 - **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
 - **Garde de corps** : a pour rôle d'éviter les risques de chute.

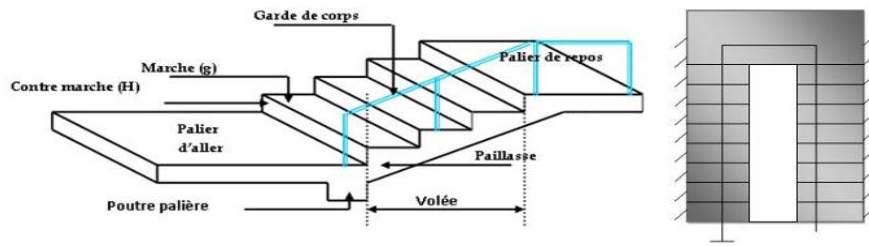


Figure IV.6. Schéma d'un escalier.

IV.4.2. Les type d'escalier :

➤ Dans notre projet, on a un seul type d'escalier :

Escalier à deux volées parallèles et un palier de repos.

IV.4.2.1. Dimensionnement des marches et contre marches

Selon la formule de **BLONDEL** :

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

- h : hauteur de la marche (contre marche).
- g : largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

- H : hauteur de l'étage.
- n : nombre de contre marche.
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée :

$$L = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

On a 9 contre marches et 8 marches.

Donc on a 18 contre marches.

$$H = \frac{H}{n} = \frac{3}{18} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9 - 1} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ D'après BLONDEL il faut que

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 58 \text{ cm} \leq ((2 \times 17) + 30) = 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

- **Inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

$$L = 2.40 \text{ m}$$

- **La longueur de paillasse**

$$\cos \alpha = \frac{l}{L} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.84 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{1}{30} \leq e_{\text{pai}} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq e_{\text{pai}} \leq \frac{284}{20} \Rightarrow 9.47 \text{ cm} \leq e_{\text{pai}} \leq 14.2 \text{ cm}$$

On prend $e_{\text{pai}} = 15 \text{ cm}$ pour des raisons constructives.

- **Epaisseur du palier de repos**

$$\frac{L_{\text{pal}}}{10} \geq e_{\text{pal}} \geq \frac{L_{\text{pal}}}{15} \Rightarrow \frac{284}{10} \geq e_{\text{pal}} \geq \frac{284}{15} \Rightarrow e_{\text{pal}} \geq 12.33 \text{ cm}$$

On prend $e_{\text{pal}} = 15 \text{ cm}$

➤ **Descente des charges**

Tableau IV.3. Descente des charges du palier

N°	Désignation	e(m)	ρ(kN/m²)	G (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle en BA (palier)	0.15	25	3.75
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G(kN/m²)	5.31 KN/m²
			Q(kN/m²)	2.50 KN/m²

Tableau IV.4. Descente des charges de la volée.

N°	Désignation	e(m)	ρ(kN/m²)	G (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Paillasse (dalle plein)	0.15/cos32.5°	25	4.44
4	Poids propre de marche	0.17/2	25	2.13
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Garde-corps	-	1	1
			G(kN/m²)	8.77 KN/m²
			Q(kN/m²)	2.50 KN/m²

- **Combinaison des charges**

Tableau IV.5. Combinaison des charges.

Combinaison		Palier	Volée
ELU	1.35G+1.5 Q	10.91(KN/m²)	15.58(KN/m²)
ELS	G+Q	7.81(KN/m²)	10.97(KN/m²)

IV.4.3. Ferrailage de l'escalier

➤ Calcul des sollicitations

Le calcul se fait par une bande de 1m.

➤ Schéma statique :

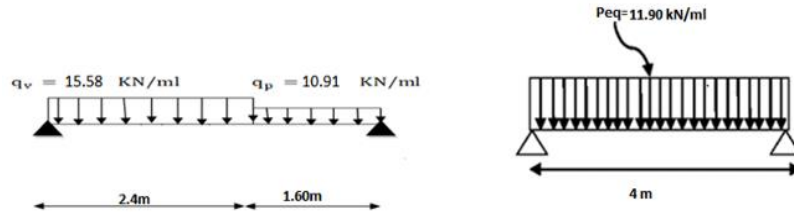


Figure IV.7. Schéma des charges équivalentes.

➤ La charge équivalente

• À l'ELU

$$q_{eq} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pai} \times L_{pai}}{L_{pal} + L_{pai}}$$

$$q_{eq} = \frac{10.91 \times 1.60 + 15.58 \times 2.40}{1.60 + 2.40} = 11.90 \text{ kN/ml}$$

➤ Moment et effort Tranchant

- **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 23.8 \text{ kN.m}$
- **Moment sur appui :** $M_a = 0.3 M_0 \Rightarrow M_a = 7.14 \text{ kN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow M_t = 20.23 \text{ kN.m}$
- **L'effort tranchant :** $T_U = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{10.90 \times 4}{2} \Rightarrow V_U = 23.8 \text{ kN}$

Tableau IV.6 Les sollicitations.

	q_{eq} (kN/ml)	M_0 (kN.m)	$M_a = 0.3 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	V_U (kN)
ELU	11.90	23.8	7.14	20.23	23.80
ELS	9.70	19.40	5.82	16.49	19.40

IV.4.3.1. Calcul de ferrailage

➤ Armatures longitudinales

• ELU

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 17 \text{ MPa} ; \mu_l = 0.392 ; \mu_u < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

L'enrobage: $c = 2 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$.

1) En travée

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.065$$

$$\mu_u = 0.065 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$A = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065}) = 0.084$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.084) = 0.130 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{20.23 \times 10^{-3}}{0.130 \times 434.78} \times 10^4 = 3.57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 3.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_S = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : 4T12} \Rightarrow A_S = 4.52 \text{ cm}^2$$

2) En appui

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.023$$

$$\mu_u = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.029) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{z \times \sigma_{st}} = \left(\frac{7.14 \times 10^{-3}}{0.133 \times 434.78} \right) \times 10^4 = 1.23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_S = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : 3T10} \Rightarrow A_S = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_S}{4}$$

Tableau IV.7 Section adopté des armatures de répartition.

Elément	A_S (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	4.52	1.13	1.57 = 2T10
Appui	2.36	0.59	1.01 = 2T8

Espacement entre les armatures [BAEL91 (art A.8.2, 4.2)]

➤ Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- Appui: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

IV.4.3.2. Vérifications

• Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{u \max} = 23.8 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{23.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$T_{adm} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$T_{adm} = \min \left[0.2 \times \frac{30}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$T_{adm} = 4 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 0.17 \text{ MPa} < T_{adm} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

• ELS

1) En travée

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.101$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.23}{19.49} = 1.22$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.22-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.101 < 0.41 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

2) En appui

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.14}{5.82} = 1.22$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.22-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.101 < 0.41 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

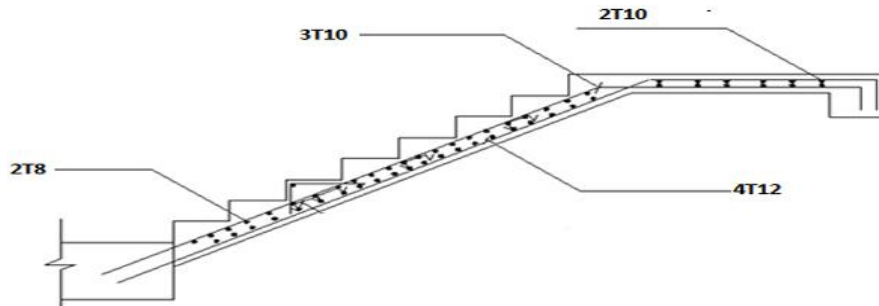


Figure IV.8. Schéma de ferrailage des escaliers.

IV.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

1) Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{329}{15} \leq h \leq \frac{329}{10} \Rightarrow 21.93 \text{ cm} \leq h \leq 32.9 \text{ cm.}$$

D'après le RPA $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b : $0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$

On prend $b = 20 \text{ cm}$

Vérification selon RPA 2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{30}{20} = 1.50 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

2) Charge supportée par la poutre

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont :

- Le poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Poids du palier : $G = 5.31 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse : $G = 8.77 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $1.36 \times 2.8 = 3.80 \text{ KN/ml}$

On a:

$$g_{eq} = \frac{5.31 \times 1.60 + 8.77 \times 2.4}{2} + 2.625 + 3.80 = 21.197 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{2.4 \times 4}{2} = 5 \text{ KN/ml.}$$

IV.5.1. Combination d'action

- ELU

$$q_u = 1.35g_{eq} + 1.5q_{eq} \Rightarrow q_u = 1.35 \times 21.197 + 1.5 \times 5 \Rightarrow q_u = 36.115 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{ser} = g_{eq} + q_{eq} \Rightarrow q_{ser} = 21.197 + 5 \Rightarrow q_{ser} = 26.197 \text{ KN/ml.}$$

IV.5.2. Calcul des sollicitations

- En travée

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{36.115 \times 3.29^2}{24} \Rightarrow M_t = 16.288 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{36.115 \times 3.29^2}{12} \Rightarrow M_a = 32.576 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36.115 \times 3.29}{2} \Rightarrow T_u = 59.409 \text{ KN.m}$$

IV.5.3. Calcul de ferrailage

- En travée

$$C = 2 \text{ cm} \quad d = h - c = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.288 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33^2 \times 17} = 0.029$$

$$\mu_u = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33(1 - 0.4 \times 0.036) = 0.325 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{16.288 \times 10^{-3}}{0.325 \times 434.78} \times 10^4 = 1.15 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.09 \text{ cm}^2$$

- Section minimale selon RPA99

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s ; A_{min}) = \max(1.15 ; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_t = 5.25 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3T16 $\Rightarrow A_t = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32.576 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33^2 \times 17} = 0.058$$

$$\mu_u = 0.058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.074$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33(1 - 0.4 \times 0.074) = 0.320 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{32.576 \times 10^{-3}}{0.320 \times 434.78} \times 10^4 = 2.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.09 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale selon RPA99**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s ; A_{\min}) = \max(2.34 ; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_t = 5.25 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3T16 $\Rightarrow A_t = 6.03 \text{ cm}^2$

$$M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} \Rightarrow M_{ts} = 14.691 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} \Rightarrow M_{as} = 29.383 \text{ KN.m}$$

1) En travée

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.288}{14.691} = 1.10$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1.10-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.35$$

$$\alpha = 0.036 < 0.35 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

En appui

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

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

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = 0.074$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32.576}{29.383} = 1.10$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.35$$

$$\alpha = 0.074 < 0.35 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte d'acier

Pour l'acier aucune vérification n'est nécessaire (σ_s) lorsque les fissurations peu préjudiciables.

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u \max} = 78.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{59.409 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \min \left[0.2 \times \frac{30}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$\text{D'après le RPA (art.7.5.2.2) : } A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$S = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right] = \min \left[\frac{35}{4} ; 12\phi_L \right] \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.787 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Dans la zone nodale on adopte 2HA8 (1.01 cm}^2\text{).}$$

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Dans la zone courante.}$$

$$A_t = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on adopte 4HA8 (2.01 cm}^2\text{).}$$

IV.5.4. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{329} = 0.106 > 0.062 \Rightarrow \text{CV}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10 \times M_a^s} \Rightarrow 0.106 > 0.049 \Rightarrow \text{CV}$
- $A_s = 6.03 \leq 3.60 \times \frac{b_0 \times d}{f_{eE}} = 3.60 \times \frac{30 \times 33}{500} = 7.128 \Rightarrow 6.03 < 7.128 \Rightarrow \text{CV}$

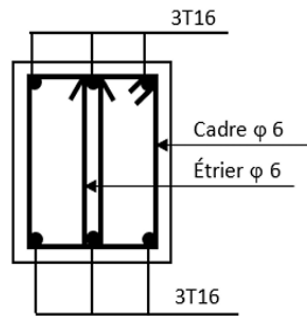


Figure IV.9. Ferrailage de la poutre palière.

IV.6. Étude d'ascenseur

IV.6.1 Introduction

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (5) étages et plus, il est composé essentiellement de trois constituants :

- **La cabine ou la benne** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Le treuil de levage et sa poulie** : est un cylindre horizontal mobil autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvements de montée et de descente.
- **Le contre poids** : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.



Figure IV.10. Ascenseur électrique.

IV.6.2. Caractéristiques des ascenseurs

- **Charges nominales** : on distingue les charges suivantes (en kilogramme) 320-400-630 800-1000-1250-1600-2000-2500.
- **Vitesses nominales** : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (m/s) sont : 0.4 – 0.62 - 1 – 1.6 – 2.5.

Suivant la norme (NF.P82.208) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630Kg pour une vitesse de 1.6m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

- Largeur de la cabine : $L_C = 1.70$ m

- Profondeur de la cabine : $P_C = 1.70$ m
- Largeur de la gaine : $L_G = 1.60$ m
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1.60$ m
- Hauteur de la cabine : $H_C = 2.20$ m
- Largeur de passage libre : $L_P = 0.90$ m
- Hauteur de passage libre : $H_P = 2.00$ m
- Epaisseur de la dalle machine : $e = 15$ cm
- Hauteur de la course : $C = 30.6$ m
- Vitesse = 1.20 m/s (en fonction de la hauteur de course)

$$20 \leq H_e \leq 40 \text{ m} \quad V = 1.20 \text{ m/s}$$

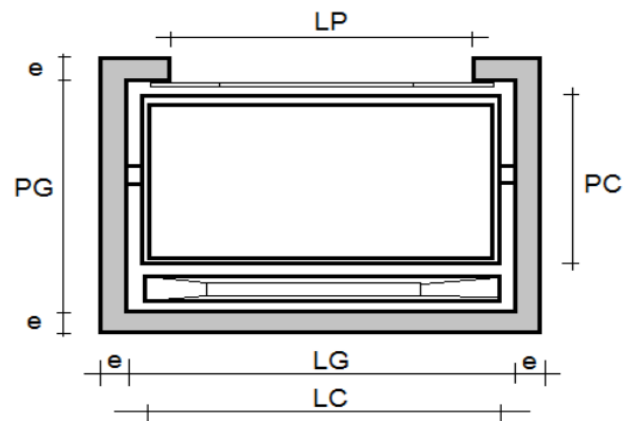


Figure IV.11. Dimensions de l'ascenseur.

IV.6.3. Evaluation des charges :

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

1) Masse de la surface totale des cotés M_1

Surface latérale S_1 :

$$S_1 = (L_C + 2 \times P_C) \times H_C = (1.70 + (2 \times 1.70)) \times 2.20 = 11.22 \text{ m}^2$$

La masse de la surface latérale doit être majorée de 10% à raison de 11.5 Kg/m^2 .

$$M_1 = 11.5 \times 11.22 \times 1.10 = 141.93 \text{ Kg}$$

2) Masse du plancher M_2

$$S_2 = L_C \times P_C = (1.70 \times 1.70) = 2.89 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \times 2.89 = 317.9 \text{ Kg}$$

3) Masse du toit M_3

La masse du toit à raison de 20 Kg/m^2 :

$$S_3 = L_C \times P_C = (1.70 \times 1.70) = 2.89 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 2.89 = 57.8 \text{ Kg}$$

4) Masse de l'arcade M_4

$$M_4 = 60 + (80 \times L_C) = 60 + (80 \times 1.70) = 196 \text{ Kg}$$

5) Masse de la porte de la cabine M_5

$$S_5 = L_P \times 2 = (0.90 \times 2) = 1.8 \text{ m}^2$$

$$M_5 = 80 + (25 \times 1.8) = 125 \text{ Kg}$$

6) Masse du parachute M_6

$$M_6 = 100 \text{ Kg}$$

7) Masse des accessoires M_7

$$M_7 = 80 \text{ kg}$$

8) Masse des poulies de moulage M_8

Deux poulies supplémentaires (30 Kg environ par poulies) :

$$M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ Kg}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$8 P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1078.63 \text{ Kg}$$

• Masse de contre poids

$$P_p = P_m + \frac{q}{2} = 1078.63 + \frac{630}{2} = 1393.63 \text{ Kg}$$

Avec :

P_p : Contre poids.

P_m : Poids mort.

q : Charge en cabine.

IV.6.4. Choix des câbles

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de moulage (m) (deux brins), donc $m = 2$.

$$C_r = C_s \cdot M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité qui doit être à la minimale égale à 12.

M : La somme de la charge utile Q et le poids mort P_m .

$$C_r = 12 \times (630 + 1078.63) = 20503.56 \text{ Kg.}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0.85.

Donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} = \frac{20503.56}{0.85} = 24121.83 \text{ Kg.}$$

La norme NFP 82-210 impose un rapport D/d entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'aux mains égale à quel que soit le nombre de trous.

$$\text{Généralement : } \frac{D}{d} = 45.$$

Avec :

D : diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800mm.

On prend $D = 500 \text{ mm}$

d : diamètre de câble.

$$\text{Donc : } d = \frac{D}{45} = \frac{500}{45} = 11.11 \text{ mm}$$

D'après le tableau qui donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 12.60 \text{ mm}^2$ qui a une masse linéaire de 0.515 Kg/m et une charge admissible totale de 8152 Kg.

$$n = \frac{C_m}{C_{r1} \times m} = \frac{24121.83}{8152 \times 2} = 1.47$$

On prend $n = 2$ câbles.

- **Masse des câbles**

$$M_C = M_L \times n \times C$$

Avec :

M_L : Masse linéaire du diamètre d'un seul câble.

C : Hauteur de la course.

$$M_C = 0.515 \times 2 \times 30.6 = 31.51 \text{ Kg}$$

- **Masse du treuil**

$$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ Kg.}$$

- **Charge totale permanente G :**

$$G = P_m + P_p + M_C + P_{\text{treuil}} = 1078.63 + 1393.63 + 31.51 + 1200 = 3703.77 \text{ Kg}$$

- **Charge d'exploitation Q :**

$$Q = 630 \text{ Kg.}$$

IV.6.5. Combinaison fondamentale

- **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3703.77 + 1.5 \times 630 = 5945.08 \text{ Kg.}$$

- **ELS**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3703.77 + 630 = 4333.77 \text{ Kg}$$

IV.6.6. Étude du plancher

IV.6.6.1. Vérification au poinçonnement

Il est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis), chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale.

Chaque appui reçoit :

$$q_u = \frac{q_u}{4} = \frac{5945.08}{4} = 1486.27 \text{ Kg.}$$

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner, pour que ce phénomène n'apparaisse plus il faut que :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$$

Avec :

- q_u : Charge utile pour chaque appui.
- U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par L'article A3.25.
- h : épaisseur totale de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.
- u, v : Représentent les côtes du rectangle sur lequel la charge q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans le béton.
- La section d'appui est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

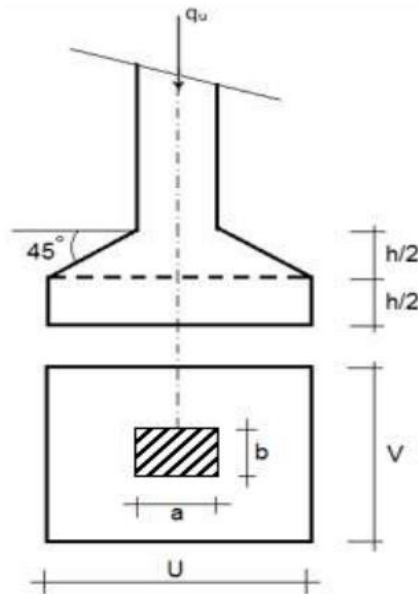


Figure IV.12. Schéma de dimensions de la surface d'impact.

$$u = v = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + (2 \times \frac{15}{2}) = 25 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (25 + 25) = 100 \text{ cm.}$$

$$q_u = 1486.27 \text{ Kg} \leq \frac{0.045 \times 100 \times 25 \times 15}{1.5} \times 10 = 11250 \text{ Kg} \Rightarrow \text{CV}$$

La dalle résiste au poinçonnement, et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

IV.6.6.2. Calcul des sollicitations

1) Sous charge concentrée

Soit P la charge totale appliquée sur un rectangle centre au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent au moyen d'abaques ; obtenus par la méthode de (PIGEAUD). Ces abaques de Pigeaud nous donnent les coefficients M_1 et M_2 selon les rapports $\frac{L_x}{L_y}$, $\frac{u}{L_x}$, $\frac{v}{L_y}$ Pour chaque rectangle.

• ELU

$$\begin{cases} M_{xu} = P_u \times M_1 \\ M_{yu} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

La charge en m^2 sera :

$$Q_u = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1486.27}{0.25 \times 0.25} = 23780.32 \text{ Kg/m}^2$$

Puisque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante : On divise un rectangle fictif donnant les charges symétriques :

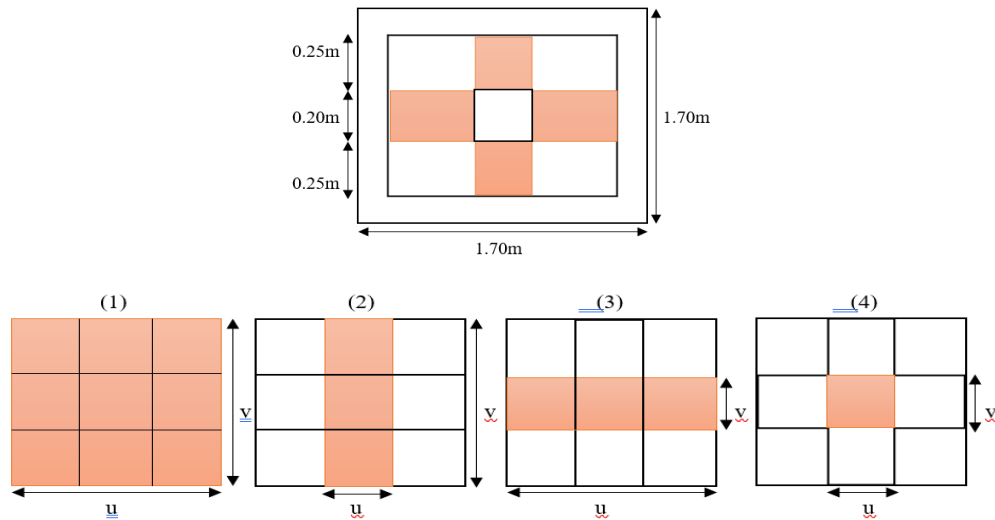


Figure IV.13. Les panneaux de calcul de la dalle machine.

Les moments seront

$$\begin{cases} M_{xc} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} - M_{x4} \\ M_{yc} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} - M_{y4} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.70} = 1 > 0.4$$

Tableau IV.8 Calcul des moments a ELU.

	U (m)	V (m)	uL _x	vL _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	Q _u (Kg)	Q _u × S (Kg /m ²)	M _x	M _y
1	0.70	0.70	0.40	0.40	0.107	0.107	0.49	23780.32	11652.35	2544.5	2544.5
2	0.20	0.70	0.10	0.40	0.165	0.118	0.14	23780.32	3329.24	2806.07	3923.75
3	0.70	0.20	0.40	0.10	0.118	0.165	0.14	23780.32	3329.24	3923.75	2806.07
4	0.20	0.20	0.10	0.10	0.210	0.210	0.04	23780.32	951.21	4993.86	4993.86

Les moments dus à la charge localisée M_C:

$$\begin{cases} M_{xc} = 808.54 \\ M_{yc} = 808.54 \end{cases} \text{ (Kg.m)}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{xs} = P_s \times (M_1 + 0.2M_2) \\ M_{ys} = P_s \times (M_2 + 0.2M_1) \end{cases}$$

Tableau IV.9 Calcul des moments à ELS

	U (m)	V (m)	uL _x	vL _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	Q _u (Kg)	Q _u × S (Kg /m ²)	M _x	M _y
1	0.70	0.70	0.40	0.40	0.107	0.107	0.49	17335.08	8494.18	2225.85	2225.85
2	0.20	0.70	0.10	0.40	0.165	0.118	0.14	17335.08	2426.91	2454.64	3432.34
3	0.70	0.20	0.40	0.10	0.118	0.165	0.14	17335.08	2426.91	3432.34	2454.64
4	0.20	0.20	0.10	0.10	0.210	0.210	0.04	17335.08	693.40	4368.44	4368.44

Les moments dus à la charge localisée M_C :

$$\begin{cases} M_{xc} = 707.31 \\ M_{yc} = 707.31 \end{cases} \text{ (Kg.m)}$$

2) Sous charge répartie

Le poids propre de la dalle $e = 15 \text{ cm} \Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

➤ Conditions fondamentales

• ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ Kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = 1 \times 656.25 = 656.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.70} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 73.20 \text{ Kg.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 73.20 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

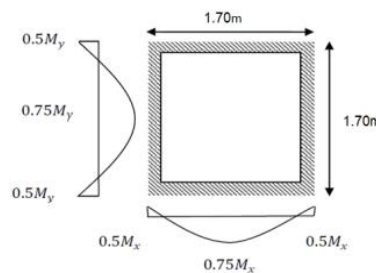


Figure IV.14 Panneau de la dalle à l'ELU.

Les moments en appuis et en travée valent alors

$$\begin{cases} M_t = 0.75M \\ M_a = 0.5M \end{cases}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} \times M_x = 808.54 + 73.20 = 881.74 \text{ Kg.m} \\ M_{yt} = M_{yc} \times M_y = 808.54 + 73.20 = 881.74 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

1) En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 661.30 \text{ Kg.m} \\ M_{ty} = 661.30 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

2) En appui

$$\begin{cases} M_{ax} = 440.87 \text{ Kg.m} \\ M_{ay} = 440.87 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

• ELS

$$q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = 1 \times 475 = 475 \text{ Kg/ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.70} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 50.51 \text{ Kg. m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 5051 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

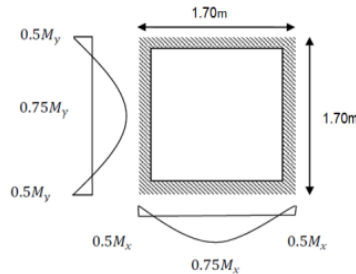


Figure IV.15. Panneau de la dalle à l'ELS.

Les moments en appuis et en travée valent alors

$$\begin{cases} M_t = 0.75M \\ M_a = 0.5M \end{cases}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} \times M_x = 808.54 + 50.51 = 757.82 \text{ Kg. m} \\ M_{yt} = M_{yc} \times M_y = 808.54 + 50.51 = 757.82 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

3) En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 568.36 \text{ Kg. m} \\ M_{ty} = 568.36 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

4) En appui

$$\begin{cases} M_{ax} = 378.91 \text{ Kg. m} \\ M_{ay} = 378.91 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

III.6.7. Ferrailage de la dalle

➤ Sens-x

• ELU

1) En travée

$$M_{tx} = 661.30 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{661.30 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.021$$

$$\mu_u = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$A = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.026) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{661.30 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{0.133 \times 434.78} \times 10^4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6T10 $\Rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

2) En appui

$$M_{ax} = 440.87 \text{ Kg}.$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{440.87 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$A = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.017$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.017) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{440.87 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{0.134 \times 434.78} \times 10^4 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6T10 $\Rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Sens-y

1) En travée

$$M_{tx} = 661.30 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{661.30 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.021$$

$$\mu_u = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$A = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.026) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{661.30 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{0.133 \times 434.78} \times 10^4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4T10 $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

3) En appui

$$M_{ax} = 440.87 \text{ Kg.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{440.87 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$A = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.017$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.017) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{440.87 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{0.134 \times 434.78} \times 10^4 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6T10 $\Rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

IV.6.8. Vérifications

- **ELS**

1) En travée

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{661.30}{568.36} = 1.12$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.36$$

$$\alpha = 0.026 < 0.36 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

En appui

Il faut vérifier

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.017$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{661.30}{568.36} = 1.12$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.36$$

$$\alpha = 0.017 < 0.36 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} < 0.07 \times f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_{ux \max} = T_{uy \max} = q_u \times \frac{L_x}{2} + Q_u = 656.25 \times \frac{1.60}{2} + 23780.32 = 24305.30 \text{ Kg} = 24.305 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{24.305 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.180 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.180 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

IV.7. Conclusion

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entre les différents niveau est assurée par ces escaliers. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur BAEL91 et RPA99.



CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE SISMIQUE

V.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Cela impose la nécessité de l'étude sismique qui vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

V.2 Modélisation de la structure étudiée

La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible les paramètres principaux de tous les éléments de la structure. Une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition de leurs caractéristiques dynamiques propres. Dans le cadre de cette étude la modélisation de notre structure a été effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2021 qui est un logiciel de calcul des structures.

V.2.1 Présentation du logiciel robot

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99" et les Règles "CBA93".

V.3.Choix de la méthode de calcul

Selon le [RPA99mod2003] le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- La méthode statique équivalente.
- La méthode analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. Méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions.

- **Condition d'application**

Dans notre étude la méthode statique équivalente n'est pas applicable donc on choisit la méthode analyse modale spectrale.

V.3.2. La méthode modale spectrale

➤ **Principe**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Cette méthode est basée sur :

- Concentration des masses aux niveaux des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes : soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode est de trois dans chaque direction considérée, dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) doit entrer : $K \geq 3\sqrt{N}$, $T_K \geq 0.20s$.

➤ **Condition d'application**

La méthode dynamique est une méthode générale appliquée lorsque les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

V.4. Combinaisons

V.4.1. Combinaisons d'actions accidentelles

$$G + Q + E.$$

$$0.8G \pm E.$$

- Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables

$$G + Q + 1.2E.$$

V.4.2. Combinaisons fondamentales

$$ELS \Rightarrow G + Q.$$

$$ELU \Rightarrow 1.35G + 1.5Q.$$

V.5. Calcul la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Une fois l'effort dynamique est calculé le règlement [RPA99 mod2003] prévoit de faire une vérification :

$$\text{D'après RPA [Article 4.3.6]} \Rightarrow V_{\text{dyn}} \geq 0.8 \times V_{\text{st}}.$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique calculé par méthode spectre modale spectrale.

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

V.5.1. Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3]

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

V.5.2. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure

- Coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.08$ [RPA99 mod2003 Tableau 4.1.].

- D : facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens (D_x , D_y).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S. \end{cases} \quad [\text{RPA99 mod2003 (formule 4.2)}]$$

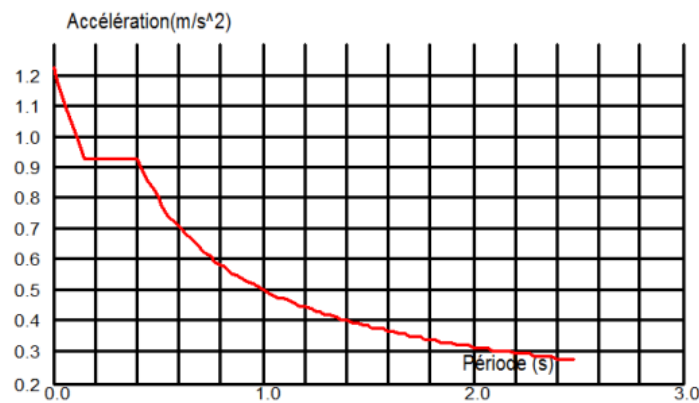


Figure V.1. Courbe de spectre de réponse.

η : Facteur de correction d'amortissement [RPA 99 mod2003 (4.3)].

ξ : Pourcentage d'amortissement critique [RPA99 mod2003 tab 4.2.].

T_2 : Période caractéristique (un site 3 sols meuble) [RPA99 mod2003 Tab 4.7.].

T : Période fondamentale [les formules de RPA99 m2003 4-6 et 4-7].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88 \text{ Avec : } \xi = 7\%.$$

$$T_2 = 0.40s.$$

$$T = \min (C_t \times h_n^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}).$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement $\Rightarrow C_t = 0.05$.

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} \quad \text{avec : } L_x = 27.95m \Rightarrow T_x = 0.573sec.$$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} \quad \text{avec : } L_y = 13.50m \Rightarrow T_y = 0.82sec.$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 \leq T_x = 0.573 \leq 3.0s$$

$$T_2 = 0.5 \leq T_y = 0.82 \leq 3.0s$$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ sec}$$

En prend : $T = 0.573sec$

- **A** : partir de la condition de facteur D : $T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow (T_x = 0.573s, T_y = 0.82s)$.
- **R** : coefficient de comportement de la structure $R = 3.5$: [RPA99 mod2003 Tab 4.3].
- **Q** : Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité(Q) d'après [RPA99 mod2003 art 4.3.2.1]

Tableau V.1. Valeurs des pénalités P_q [RPA99 mod2003 tab 4.4.].

N	Critère	Observé	$P_q / x-x$	Observé	$P_q / y-y$
1	Condition minimale sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 1 + \sum P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.2.$$

$$Q_y = 1 + \sum P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.2.$$

- **W** : poids totale de la structure ($w = G + \beta \times Q = 71773.81KN$).
 - **β** : Coefficient de pondération [RPA99 mod2003 tab 4.5.].
- $\beta = 0.2$

V.5.3. Calcul de la force sismique

$$V_{stx} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.12 \times 2.01 \times 1.2 \times 49484.6339}{3.5} = 4092.23 \text{ KN.}$$

$$80\%VX = 3273.79 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.12 \times 1.76 \times 1.2 \times 49484.6339}{3.5} = 3583.25 \text{ KN.}$$

$$80\%VY = 2866.60 \text{ KN}$$

➤ Le modèle

La figure V.2 présente la modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage qui fait l'objet de notre présente étude. Le modèle adopté comporte 9 niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du **RPA99 Version 2003**.

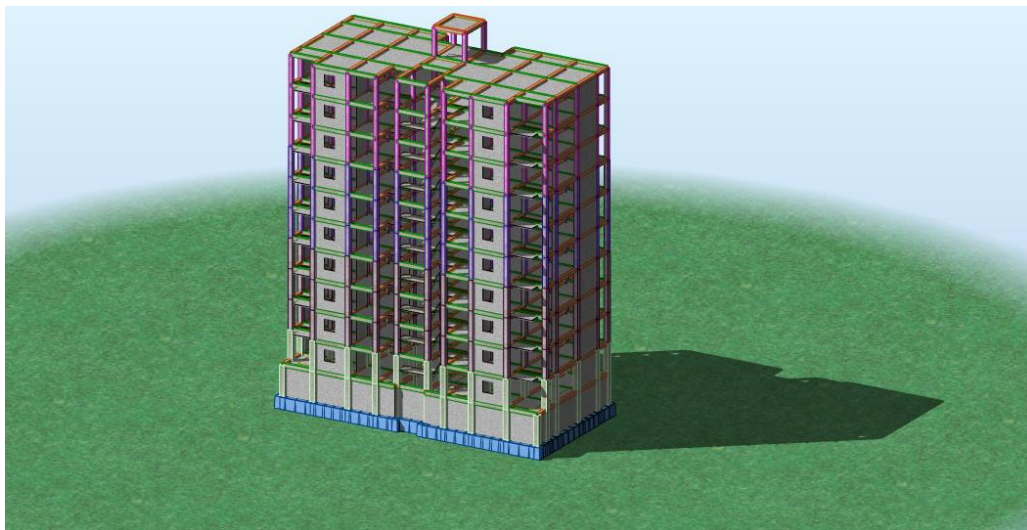


Figure V.2. Vue tridimensionnel de l'ouvrage.

V.6. Les dispositions des voiles

Après les différentes variantes, cette variante permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

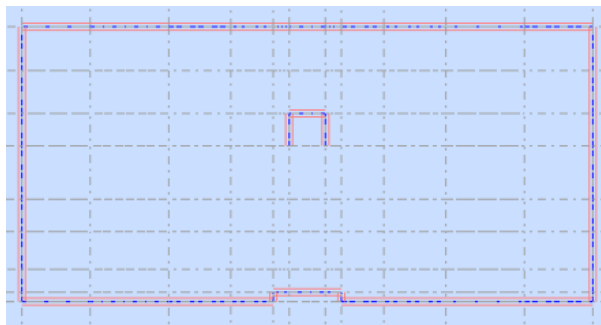


Figure V.3. Disposition des voiles 1 ($T= 1.25s$).

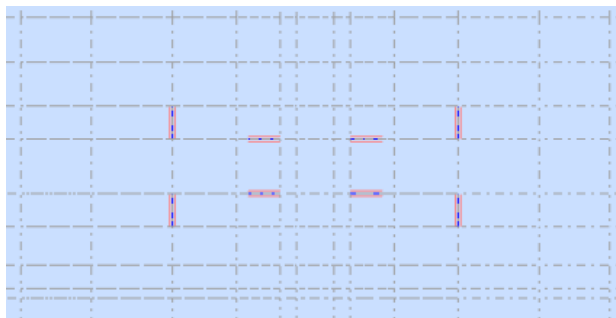


Figure V.4. Disposition des voiles 2 ($T= 0.98s$).

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

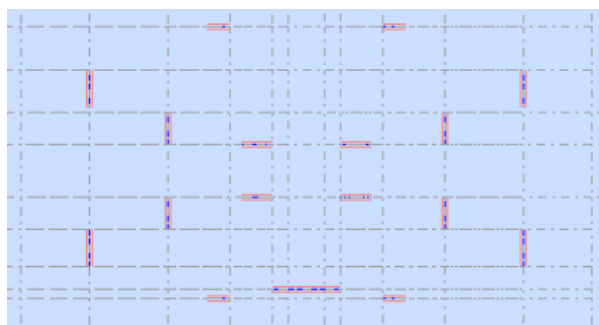


Figure V.5. Disposition des voiles 3 ($T= 0.78s$).

V.7. Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyse

V.7.1. Vérification des résultats des forces sismiques [RPA99 mod2003 art 4.3.6.]

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT 2021, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Somme totale	1233,91	-3561,87
Somme réactions	-4112,81	-3602,34
Somme efforts	4112,77	3602,35
Vérification	-0,04	0,01
Précision	1,98154e-01	4,42621e-02

Figure V.6. Résultats des forces sismiques.

Tableau V.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn} (t)$	$V_{st} (t)$	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$
Sens x-x	3315.17	4092.23	1.23
Sens y-y	3105.47	3589.36	1.15

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

V.7.2. Nombre de modes à considérer : [RPA99 VERSION2003/ 4-3-4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

⇒ Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N= 9 niveaux) ⇒ $K \geq 3\sqrt{9}$ $K \geq 9$ modes

Et $T_K \leq 0.2s$.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,78	0,00	66,20	0,00	66,20	4948463,39	4948463,39
3/ 2	0,73	55,55	66,21	55,55	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 3	0,69	64,59	66,21	9,03	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 4	0,23	64,59	78,49	0,00	12,28	4948463,39	4948463,39
3/ 5	0,22	72,07	78,49	7,49	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 6	0,20	77,58	78,49	5,51	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 7	0,12	77,59	83,42	0,00	4,93	4948463,39	4948463,39
3/ 53	0,04	87,40	90,25	0,01	0,59	4948463,39	4948463,39
3/ 54	0,04	88,02	90,25	0,62	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 55	0,04	88,40	90,28	0,38	0,03	4948463,39	4948463,39
3/ 56	0,03	88,40	90,47	0,00	0,18	4948463,39	4948463,39
3/ 57	0,03	88,41	90,48	0,01	0,01	4948463,39	4948463,39
3/ 58	0,03	88,41	91,52	0,00	1,04	4948463,39	4948463,39
3/ 59	0,03	88,74	91,52	0,33	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 60	0,03	88,74	91,52	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 61	0,03	88,74	91,52	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 62	0,03	89,64	91,52	0,89	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 63	0,03	89,68	91,81	0,04	0,29	4948463,39	4948463,39
3/ 64	0,03	89,68	91,84	0,00	0,03	4948463,39	4948463,39
3/ 65	0,03	89,68	91,85	0,00	0,01	4948463,39	4948463,39
3/ 66	0,03	89,70	93,19	0,02	1,34	4948463,39	4948463,39
3/ 67	0,03	89,70	93,19	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 68	0,03	89,78	93,23	0,08	0,05	4948463,39	4948463,39
3/ 69	0,03	89,78	93,24	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 70	0,03	89,78	93,24	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 71	0,02	89,78	93,24	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 72	0,02	89,78	93,24	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 73	0,02	89,78	93,25	0,00	0,02	4948463,39	4948463,39
3/ 74	0,02	89,79	93,26	0,00	0,00	4948463,39	4948463,39
3/ 75	0,02	89,98	93,28	0,20	0,02	4948463,39	4948463,39
3/ 76	0,02	90,14	93,32	0,15	0,04	4948463,39	4948463,39

Figure V.7. Le nombre des modes de vibration dans deux directions.

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau V.3. Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales

Mode	Période (sec)	Masse modale U_x (%)	Masse modale U_y (%)	Masses cumulées U_x (%)	Masses cumulées U_y (%)
1	0.78	0.00	66.20	0.00	66.20
2	0.73	55.55	0.00	55.55	66.21
3	0.69	9.03	0.00	64.59	66.21
4	0.23	0.00	12.28	64.59	78.49
5	0.22	7.49	0.00	72.07	78.49
6	0.20	5.51	0.00	77.58	78.49
7	0.12	0.00	4.93	77.59	83.42
-	-	-	-	-	-
53	0.04	0.01	0.59	87.40	90.25
54	0.04	0.62	0.00	88.02	90.25
55	0.04	0.38	0.03	88.40	90.28
56	0.03	0.00	0.18	88.40	90.47
57	0.03	0.01	0.01	88.41	90.48
58	0.03	0.00	1.04	88.41	91.52
59	0.03	0.33	0.00	88.74	91.52
60	0.03	0.00	0.00	88.74	91.52
61	0.03	0.00	0.00	88.74	91.52
62	0.03	0.89	0.00	89.64	91.52
63	0.03	0.04	0.29	89.68	91.81
64	0.03	0.00	0.03	89.68	91.84
65	0.03	0.00	0.01	89.68	91.85
66	0.03	0.02	1.34	89.70	93.19
67	0.03	0.00	0.00	89.70	93.19
68	0.03	0.08	0.05	89.78	93.23
69	0.03	0.00	0.00	89.78	93.24
70	0.03	0.00	0.00	89.78	93.24
71	0.02	0.00	0.00	89.78	93.24
72	0.02	0.00	0.00	89.78	93.24
73	0.02	0.00	0.02	89.78	93.25
74	0.02	0.00	0.00	89.79	93.26
75	0.02	0.20	0.02	89.98	93.28
76	0.02	0.15	0.04	90.14	93.32

$$T_{76} = 0.02 < 0.2 \text{ s.}$$

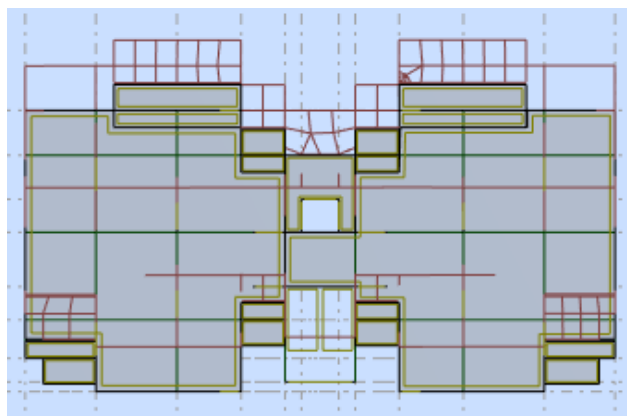


Figure V.8. Mode de translation selon x (1er mode).

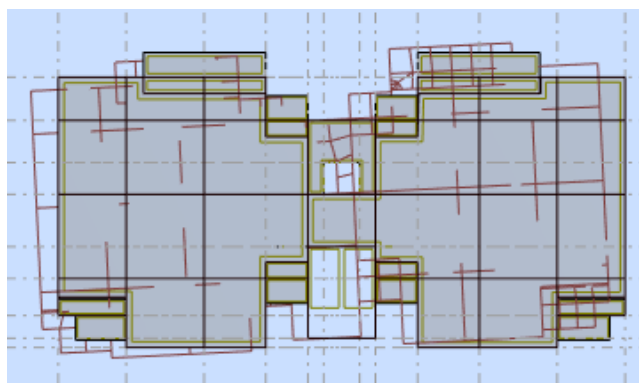


Figure V.9. Mode de translation selon x (2ème mode).

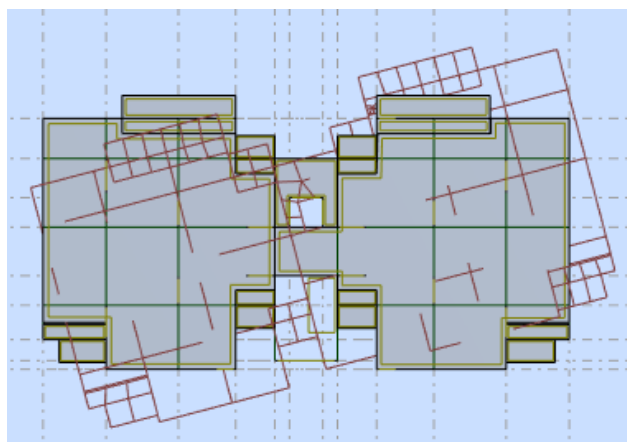


Figure V.10. Mode de rotation selon z (3ème mode).

V.7.3. Vérification de la période : [RPA99 VERSION2003/ 4-2-4-4]

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de « 30% ».

$$\begin{cases} T_{\text{xdyn}} = 0.70 \text{ s} < T_{\text{xemp}} = 0.58 \times 1.3 = 0.75 \text{ s} \\ T_{\text{xdyn}} = 0.70 \text{ s} < T_{\text{xemp}} = 0.58 \times 1.3 = 0.75 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \text{CV}$$

V.7.4. Calcul et vérification des déplacements

D'après le RPA99 version 2003 [art.4-4-3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé $\delta_K = R + \delta_{eK}$ comme suit :

Avec :

δ_K : Déplacement horizontale au niveau K ;

δ_{eK} : Déplacement horizontale dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau(K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_K = \delta_K + \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible.

Condition de vérification ; $d_r < 1\% \times \text{Hauteur d'étage}$.

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]	Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0,045	0,045	5/ 1	0,531	0,531
4/ 2	0,111	0,066	5/ 2	1,200	0,668
4/ 3	0,191	0,080	5/ 3	1,978	0,778
4/ 4	0,283	0,091	5/ 4	2,792	0,814
4/ 5	0,380	0,097	5/ 5	3,595	0,803
4/ 6	0,479	0,100	5/ 6	4,363	0,768
4/ 7	0,577	0,098	5/ 7	5,064	0,701
4/ 8	0,671	0,094	5/ 8	5,687	0,623
4/ 9	0,741	0,070	5/ 9	6,231	0,544
4/ 10	3,040	2,299	5/ 10	6,702	0,471
4/ 11	0,008	-3,032	5/ 11	7,105	0,402

Figure V.11. Les déplacements de l'étage selon sens x-x et sens y-y.

Tableau V.4. Vérification des déplacements de l'étage selon sens x-x et sens y-y.

Étage	h_K (cm)	δ_k (ROBOT 2021)		$\Delta_K = (\delta_k) - (\delta_{k-1})$		$\Delta_{r adm} = 1\%h_e$	Vérification
		Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y		
S/sol	3.06	0.045	0.531	0.045	0.531	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
RDC	3.06	0.111	1.200	0.066	0.668	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
1	3.06	0.191	1.978	0.080	0.778	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
2	3.06	0.283	2.792	0.091	0.814	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
3	3.06	0.380	3.595	0.097	0.803	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
4	3.06	0.479	4.363	0.100	0.768	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
5	3.06	0.577	5.064	0.098	0.701	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
6	3.06	0.671	5.687	0.094	0.623	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
7	3.06	0.741	6.231	0.070	0.544	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
8	3.06	3.040	6.702	2.299	0.471	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV
9	3.06	0.008	7.105	-3.032	0.402	$< \Delta_{radm}=3.06$	CV

V.7.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9]

Les effets du 2^{ème} ordre « ou effet de P – Δ » sont des effets due aux charges verticales après déplacement, ils peuvent être négligées dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_K \times h_k} \leq 0.1.$$

$$P_k = (\Sigma W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K : $V_K = \Sigma f_i$.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K.

h_k : Hauteur de l'étage K.

Tableau V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x-x.

Étage	P(KN)	P _{cumul} (KN)	(m)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification θ ≤ 0.1
1	7379.2105	46290.55	0.045	3450.95	3.06	0.00245	CV
2	4569.0168	38911.34	0.066	3406.60	3.06	0.00306	CV
3	4420.3694	34342.38	0.080	2991.52	3.06	0.0037	CV
4	4442.7171	29921.97	0.091	2678.11	3.06	0.00412	CV
5	4395.2283	25479.26	0.097	2389.24	3.06	0.00421	CV
6	4235.5212	21084.04	0.100	2048.98	3.06	0.00413	CV
7	4235.5212	16848.52	0.098	1789.44	3.06	0.0036	CV
8	4235.5212	12613	0.094	1539.66	3.06	0.0031	CV
9	4066.7466	8377.48	0.070	678.00	3.06	0.0034	CV
10	4114.4303	4310.74	2.299	518.18	3.06	0.077	CV
11	196.3104	196.31	-3.032	55.87	3.06	0.034	CV

Tableau V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y-y.

Étage	P(KN)	P _{cumul} (KN)	(m)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification θ ≤ 0.1
1	7379.2105	46290.55	0.531	2947.78	3.06	0.0031	CV
2	4569.0168	38911.34	0.668	2885.71	3.06	0.034	CV
3	4420.3694	34342.38	0.778	2591.66	3.06	0.039	CV
4	4442.7171	29921.97	0.814	2357.86	3.06	0.0391	CV
5	4395.2283	25479.26	0.803	2106.04	3.06	0.036	CV
6	4235.5212	21084.04	0.768	1791.15	3.06	0.0342	CV
7	4235.5212	16848.52	0.701	1538.41	3.06	0.029	CV
8	4235.5212	12613	0.623	1235.96	3.06	0.0240	CV
9	4066.7466	8377.48	0.544	892.46	3.06	0.0193	CV
10	4114.4303	4310.74	0.471	303.95	3.06	0.025	CV
11	196.3104	196.31	0.402	52.74	3.06	0.0056	CV

V.7.6. Vérification au renversement [RPA99 mod2003 art 4.4.1] :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5.$$

$$M_s = w_t \times d_i.$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i.$$

d_i : Bras de levier.

F_i : Force sismique au niveau i.

h_i : Hauteur compté de sous-sol jusqu'aux niveaux i.

Cas/Etage	FX [kN]	Cas/Etage	FY [kN]
4/ 1	3450,95	5/ 1	2947,78
4/ 2	3406,60	5/ 2	2885,71
4/ 3	2991,52	5/ 3	2591,66
4/ 4	2678,11	5/ 4	2357,86
4/ 5	2389,24	5/ 5	2106,04
4/ 6	2048,98	5/ 6	1791,15
4/ 7	1789,44	5/ 7	1538,41
4/ 8	1539,66	5/ 8	1235,96
4/ 9	678,00	5/ 9	892,46
4/ 10	518,18	5/ 10	303,95
4/ 11	55,87	5/ 11	52,74

Figure V.12. Les force selon sens x-x et sens y-y.

Tableau V.7. Vérification au renversement selon le sens x-x.

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	M _r (KN)	M _s (KN)	Vérification
1	3450,95	3.06	49484.63	13.957	135.711	691547.7043	OK
2	3406,60	6.12			2540.2896		OK
3	2991,52	9.18			2877.1038		OK
4	2678,11	12.24			3535.7688		OK
5	2389,24	15.30			5205.978		OK
6	2048,98	18.36			4765.1544		OK
7	1789,44	21.42			5355		OK
8	1539,66	24.48			21088.0512		OK
9	678,00	27.54			4401.4428		OK
10	518,18	30.60			14146.686		OK
11	55,87	33.66			1877.232		OK

Tableau V.8. Vérification au renversement selon le sens y-y.

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	M _r (KN)	M _s (KN)	Vérification
1	2947,78	3.06	49484.63	6.74	189.9342	333526.4	OK
2	2885,71	6.12			1799.586		OK
3	2591,66	9.18			2146.284		OK
4	2357,86	12.24			3082.2768		OK
5	2106,04	15.30			4817.817		OK
6	1791,15	18.36			4640.3064		OK
7	1538,41	21.42			6478.479		OK
8	1235,96	24.48			9951.12		OK
9	892,46	27.54			14472.5454		OK
10	303,95	30.60			7687.026		OK
11	52,74	33.66			1772.064		OK

V.7.7. Vérification de l'effort normal réduit [RPA99 mod2003 art 7.4.3.1]

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30.$$

N_d : Effort normal de compression.

B_c : Section du béton comprimé.

Tableau V.9. Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison.

Etage	B _c (mm ²)	N _d (N)	f _{c28} (MPa)	v	Observation
S/sol	422500	1864.23	30	0.147	CV
RDC	422500	1427.52	30	0.112	CV
1	422500	1427.52	30	0.112	CV
2	360000	1296.37	30	0.120	CV
3	360000	1296.37	30	0.120	CV
4	360000	1296.37	30	0.120	CV
5	302500	414.13	30	0.045	CV
6	302500	414.13	30	0.045	CV
7	302500	414.13	30	0.045	CV
8	250000	151.31	30	0.020	CV
9	250000	151.31	30	0.020	CV

V.7.8. Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (7.2 \text{ de RPA2003}).$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire et $f_{c28} = 30$ MPa

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 30 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$T_Y = 0.66 \text{ MPa} < 1.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$T_Z = 0.70 \text{ MPa} < 1.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

V.7.9. Récapitulatif des sections adoptées pour les éléments structuraux

Après modélisation de la structure sur le logiciel Robot, on a opté pour les dimensions des éléments porteurs mentionnées sur le tableau ci-dessous.

Tableau V.10. Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).

Étage	Section pré dimensionnées	Section finale
S/sol	45×45	65×65
RDC	45×45	65×65
1	40×40	65×65
2	40×40	60×60
3	40×40	60×60
4	35×35	60×60
5	35×35	55×55
6	35×35	55×55
7	30×30	55×55
8	30×30	50×50
9	30×30	50×50

Tableau V.11. Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).

Les poutres	Section pré dimensionnées	Section finale
Poutre principale	30×40	30×40
Poutre secondaire	30×35	30×35

V.8. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot structural 2021 nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition des éléments porteurs (voiles de contreventement) qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction « voiles-portiques » et qui vérifie toutes les exigences de [RPA99mod2003] : période de vibration, taux de participation massique, déplacement, effort réduit et effet P-Δ.



CHAPITRE VI :

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTUAUX

VI. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée. Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Tous ces éléments interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ce chapitre porte donc sur le ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles.

VI.1. Calcul des éléments structuraux

A ce stade nous allons présenter le dimensionnement retenu et le ferrailage des éléments structuraux, les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse sismique de la structure.

VI.2. Etude de portique

- **Les actions :**
 - Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une structure, ou résultant de déformations imposées « fluage, retrait, variation de température ».
 - Action permanente notée G « poids propre de la structures ».
 - Action variable Q « charge d'exploitation ».
 - Action accidentelle notée E « séisme ».
- **Les sollicitations :**
 - Ce sont des efforts « normaux, tranchants » et les moments de flexion ou de torsion, développées dans une section par combinaison d'actions.

VI.3. Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

On a deux types de poutrelle à étudier :²

- Poutre principale $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

A). L'étude des Poutres Principale :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

VI.3.1. Les sollicitations maximales des poutres :

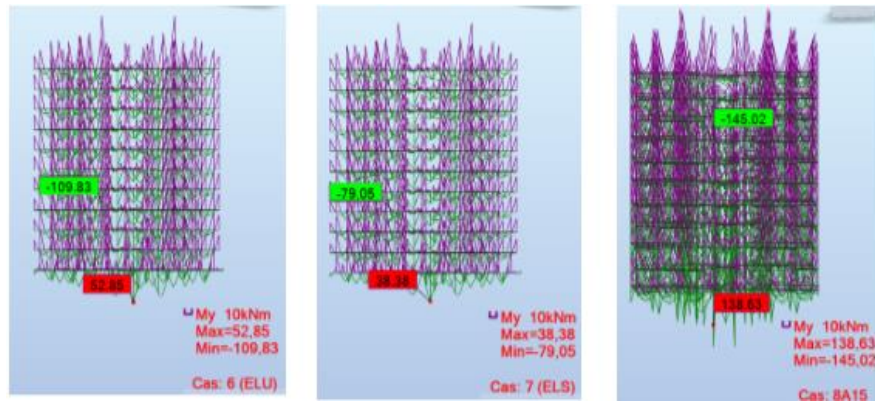


Fig .VI.1. sollicitations maximales des poutres principales selon (ROBOT 2021)

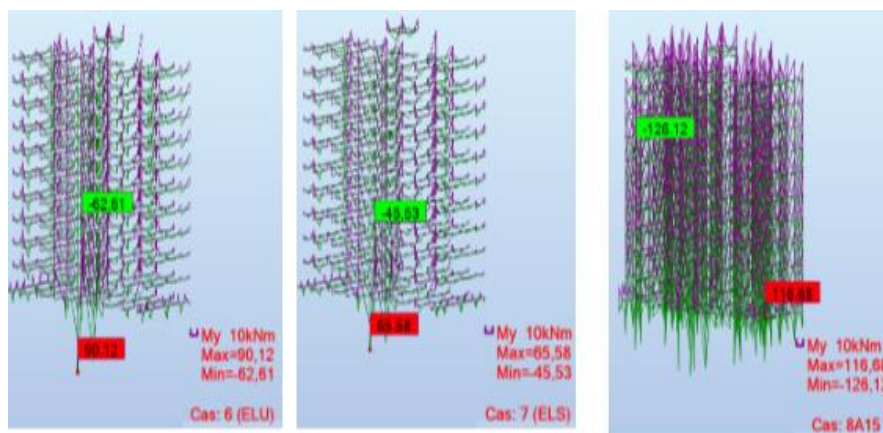


Fig.VI.2. sollicitations maximales des poutres secondaires selon (ROBOT 2021)

Tableau-VI-1 :Evaluation des sollicitations pour poutres.

Type	Sollicitation		ELU	ELS	Accidentelle
P. Principale	Moments KN.m	M_t	52.85	38.38	138.63
		M_a	109.83	79.05	145.02
	EfforttranchantKN		337.24		
P. Secondair e	Moments KN.m	M_t	90.12	65.58	116.68
		M_a	62.61	45.53	126.12
	EfforttranchantKN		199.70		

VI.3.2. Exemple de calcul poutre principale :

1. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

a. Calcul de ferrailage a l'état limite ultime :

• En travée :

$$M_t = 52.85 \text{ KN.m}$$

$$u_U = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{52.85 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 17} \Rightarrow u_U = 0.028$$

$$u_U = 0.028 < u_{IU} = 0.371$$

Donc il n ya pas d'armature dans la zone comprimé $\Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 0.036$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.35$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{52.85 \times 10^{-3}}{0.35 \times 434.78} \times 10^4 = 3.47 \text{ cm}^2$$

• En appui :

$$M_a = 109.83 \text{ KN.m}$$

$$u_U = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{109.83 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 17} \Rightarrow u_U = 0.059$$

$$u_U = 0.059 < u_{IU} = 0.371$$

Donc il n ya pas d'armature dans la zone comprimé $\Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.349$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{109.83 \times 10^{-3}}{0.349 \times 434.78} \times 10^4 = 7.238 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 1.19 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003art.7.5.2.1]:

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 0.30 \times 0.40 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 0.30 \times 0.40 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 0.30 \times 0.40 = 72 \text{ cm}^2.$$

- Vérification à ELS :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = 2.07$$

$$\alpha = 0.85.$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

- Poutre principales :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{337.24}{0.35 \times 0.40} = 2.810 \text{ Mpa.}$$

- Poutre secondaire :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{199.70}{0.35 \times 0.40} = 1.664 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VI.3.3.ferraillage des poutres .**Tableau-VI-2 :Récapitulation du ferraillage des poutres.**

Type		$A_{min} \text{ cm}^2$		$A_{calculer} \text{ cm}^2$	Choix des barres	$A_{adopté} \text{ cm}^2$
		BEAL	RPA			
principale	Travée	1.19	6	3.47	3T12+3T12	6.79
	Appuis	1.19	6	7.23	3T14+3T12	8.01
secondaire	Travée	1.04	5.25	8.47	3T14+3T14	9.24
	Appuis	1.04	5.25	6.95	3T12+3T14	8.01

VI.3.5. Diamètre des armatures transversales BAEL91r99 /art-A.7.1.2 :

- **Poutre principale :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\max} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ On prend: } \phi_t = 8 \text{ mm de FeE235}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\max} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{300}{35}, \frac{350}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ On prend: } \phi_t = 8 \text{ mm de FeE235}$$

VI.3.6. L'espacement des armatures transversales B.A.E.L91 (A.5.1, 2.3.2) :

- **Poutre principale :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}$$

$$S_{t1} \leq \frac{2.1 \times 0.9 \times 235}{30 \times 1.15 (2.801 - 0.3 \times 2.4 \times 1)}$$

$$S_{t1} \leq 5.05 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_{t2} \leq \min(32.4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t2} \leq 32.4 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{30 \times 0.4}$$

$$S_{t3} \leq \frac{2.1 \times 235}{30 \times 0.4}$$

$$S_{t3} \leq 41.12 \text{ cm}$$

$$St = \min(St1 ; St2 ; St3) \ll \text{On prend } St = 15 \text{ cm} \gg$$

- **Poutre secondaire**

$$S_{t1} \leq 11.18 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 41.12 \text{ cm}$$

$$St = \min(St1 ; St2 ; St3) \ll \text{On prend } St = 15 \text{ cm} \gg$$

VI.3.7. Vérification de l'espacement des poutres principale et secondaire :

D'après [BAEL91r99/art-A.5.1,22] : $\frac{A_t \times f_{te}}{S_t \times b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa}$

- **Poutre principale :**

$$\frac{2.1 \times 235}{15 \times 30} = 0.82 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{«Condition vérifiée»}.$$

- **Poutre secondaire :**

$$\frac{2.1 \times 235}{15 \times 30} = 0.82 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{«Condition vérifiée»}.$$

VI.3.8. espacement armature transversale d'après

[RPA99mod2003art7.5.2.2]

- **Poutre principale**

En dehors de la zone critique

$$s' \leq \min(h/4; 12\phi^1)$$

$$s' \leq \min(10, 19.2)$$

$$s' = 15 \text{ cm}.$$

- **Poutre secondaire**

En dehors de la zone critique

$$s' \leq \min(h/4; 12\phi^1)$$

$$s' \leq \min(7.5, 16.8)$$

$$s' = 15 \text{ cm}.$$

- Dans la zone courante pour la poutre principale:

$$S_t \leq \left(\frac{40}{4}\right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour } (h=40\text{cm})$$

$$S_t \leq \left(\frac{30}{4}\right) = 7.50 \text{ cm} \rightarrow \text{pour } (h=30\text{cm})$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

- **P. secondaries**

- Dans la zone nodale pour la poutre secondaire: $S_t=10\text{cm}$.
- Dans la zone courante pour la poutre secondaire: $S_t=15\text{cm}$.

Calcul de la section d'armatures transversales imposée

[RPA99mod2003art 7.5.2.2] :

- **Poutre principale**

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire**

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

VI.3.10. La longueur minimale de recouvrement :

$$\text{P.Principale} \Rightarrow L_{\text{rec}} = 50\phi \Rightarrow L_{\text{rec}} = 50 \times 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_{\text{rec}} = 60 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{L_{\text{rec}} = 60 \text{ cm.}}$$

$$\text{P.Secondaire} \Rightarrow L_{\text{rec}} = 50\phi \Rightarrow L_{\text{rec}} = 50 \times 1.5 \text{ cm} \Rightarrow L_{\text{rec}} = 60 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{L_{\text{rec}} = 60 \text{ cm.}}$$

VI.3.11. Ancrage des armatures tendue :

$$\tau_s = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} .$$

τ_s : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures fixé par le règlement BEAL91mod99

ψs : Coefficient de scellement des barres égale à 1.5 en général pour les aciers H.A

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.240 \text{ MPa}$$

L_s : Longueur des scellements

$$L_s = 1.2$$

VI.3.12. Schéma de ferrailage :

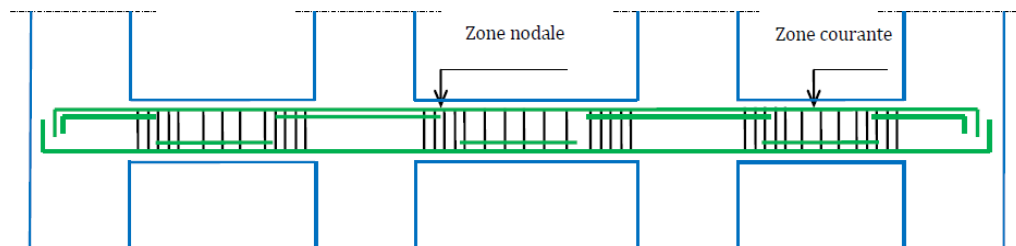


Fig .VI-3 : Dispositions constructive des armatures des poutres.

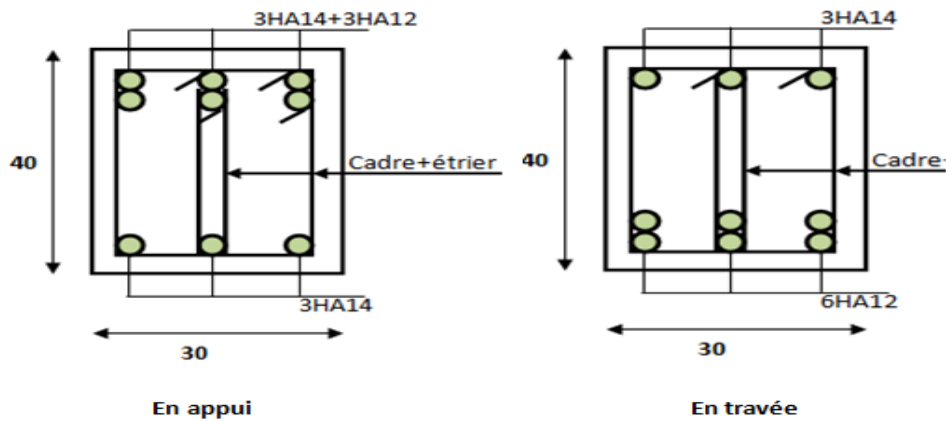


Fig. VI-4: ferrailage de la poutre principales en travée et en appuis 30×40 cm² .

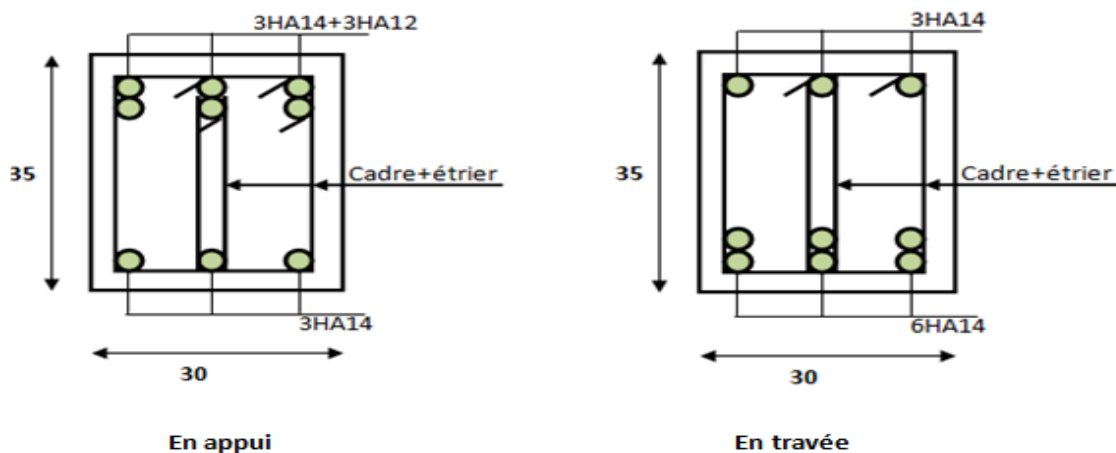


Fig. VI-5: ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appuis 30×35 cm² .

VI.4. Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

- **Calcul des armatures longitudinales**

D'après le **RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage **en zone sismique III** est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \quad \text{en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \quad \text{en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \quad (\text{zone III})$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

- **Calcul des armatures transversales**

Selon l'RPA 99 / version 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_U}{h_1 f_e}$$

- V_U est l'effort tranchant de calcul
 - h_1 hauteur totale de la section brute
 - f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effortp
 - ρ_a dans la direction considérée λ tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
 - t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule.
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec Φl : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

t : espacement des armatures transversales.

$t \leq 10 \text{ cm}$.En zone nodal (zone III).....**RPA99 / version 2003)**

En zone III en zone $\Phi t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi_1)$ courante.....**RPA 99 / version 2003**

VI.4.1 Les sollicitations maximales des poteaux :

POT65

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
81/ 74/ 17 (C)	3400,11	29,40	159,96	-9,78	-194,20	103,18
81/ 126/ 17 (C)	2732,32	101,05	-61,78	-1,75	-50,41	-85,54

POT60

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
164/ 167/ 19 (C)	1836,26	118,71	-49,13	12,41	56,42	89,34
164/ 211/ 19 (C)	1276,43	-100,89	50,25	14,20	33,97	77,92

POT55

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
276/ 329/ 17 (C) (I)	738,33>>	-17,22	81,26	-3,58	75,89	25,77
375/ 432/ 17 (C) (I)	-246,81	55,39	22,15	-7,55	19,93	-37,22>>

POT50

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
417/ 432/ 19 (C) (I)	431,85>>	89,30	24,83	3,38	-19,22	78,35
417/ 432/ 17 (C) (I)	-249,45<<	-30,91	-16,00	-5,83	14,98	-27,88

Fig.VI-6: Les sollicitations maximales des poteaux selon (ROBOT2021).

Tableau-VI-3 : Les sollicitations maximales des poteaux .

Les sollicitations		P (65×65)	P (60×60)	P (55×55)	P (50×50)
1.35G+1.5Q	N _{max} (KN)	3400.11	1836.26	738.33	431.85
	M _{corr} (KN.m)	194.20	89.34	75.89	78.35
	τ _u (Mpa)	210.11	126.86	92.16	68.06
G+Q+1.2 ^E	N _{corr} (KN)	137.04	706.24	531.43	
	M _{max} (KN.m)	-304.70	178.22	147.58	109.89
0.8G+E	N _{min} (KN)	-1925.59	714.92	246.81	190.51
	M _{corr} (KN.m)	-170.26	59.87	37.22	27.88

VI.4.2. Exemple de calcul (poteau 65×65 cm²) cas accidentel

N_{max} = 3400.11 KN; M_{corr} = 194.20 KN.m.

Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{194.20}{3400.11} = 0.0571 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{1}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2, \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_3 = \frac{3 Lf^2}{10^4} \cdot (2 + \alpha \times \phi) , \quad \phi = 2 .$$

$$\alpha = 0.55$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000} \times (2 + 0.55 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.0065 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 \rightarrow e_t = 0.0836 \text{ m}$$

$$\text{L'élancement} : \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{0.7}$$

$$\lambda = \frac{2.14 \times \sqrt{12}}{0.7} = 10.60$$

L'effort de compression centré maximal supportable par béton :

$$Nb_{\max} = b \times h \times f_{bu} = 450 \times 450 \times 17 = 7182500 \text{ N}.$$

Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{Nb_{\max}} = \frac{3400.11 \times 10^3}{7182500} = 0.473 < 0.81$$

$\psi_1 < \frac{2}{3}$ **On calculer e_{Nc} :**

$$\varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})} = 0.146$$

$$e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.146 \times 0.65 = 0.10 \text{ m}$$

$$e_{Nc} = 0.10 \text{ m} < e_t = 0.11 \text{ m} \text{ La section est partiellement comprimées'}$$

Calcul les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif :

$$A's = 4 \times \text{périmètre de la section} .$$

$$A's = 4 \times (0.65 \times 0.65) = 1.96 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures longitudinale imposée par le RPA2003:

$$A_{\min} = 0.9\% \times (0.65 \times 0.65) = 38.02 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures longitudinale imposée par le BEAL91 art A.8.1, 21 :

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times b \times h}{100} = 8.45 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté :**

$$A = \max(A_{\text{calculer}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BEAL}})$$

$$A = \max(1.96 \text{ cm}^2 ; 38.02 \text{ cm}^2 ; 8.45 \text{ cm}^2)$$

VI.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 210.11 = 0.49 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ mpa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.4. ferrailage des poteaux.**Tableau-VI-4 : Récapitulation de calcul des armatures longitudinales.**

Poteaux	P(65 × 65)	P(60 × 60)	P(55 × 55)	P(50 × 50)
Acalculer	10.40	9.60	8.80	8
Amin, BAEL cm ²	8.45	7.20	6.05	5
Amin, RPA cm ²	38.02	32.40	27.22	24.32
A adoptée cm ²	8T25	8T25	4T25+4T20	4T25+4T20
As cm ²	39.27	39.27	27.22	27.22

VI.4.5. Vérification des d'armatures transversale :**L'espacement :****Dans la zone nodale : $St \leq \min (10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$ en zone II****St = 10 cm****Dans la zone courante : $St \leq (15 \times \phi_l)$ en zone II.**

$$St \leq (15 \times 1.2) \Rightarrow St \leq (18 \text{ cm}).$$

St = 15 cm.**Section d'armature transversale :**

$$\text{Zone nodale : } \frac{At}{t} = \frac{P \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 235}{0.55 \times 235} \Rightarrow At = \frac{3.75 \times 235}{65 \times 235} \times 10 = 5.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } \frac{At}{t} = \frac{P \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 235}{0.55 \times 235} \Rightarrow At = \frac{3.75 \times 235}{65 \times 235} \times 15 = 8.65 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement

$$L_{rec} = 40\phi \Rightarrow L_{rec} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}.$$

On prend $L_{rec} = 100 \text{ cm}$ **Exigences de ductilité pour la zone critique**

$$I_{cr} = \max \left(1.5h_c, \frac{I_{cl}}{60}, 60 \text{ cm} \right).$$

$$I_{cr} = \max (82.5, 5.1, 60 \text{ cm}) \text{ On prend } I_{cr} = 90 \text{ cm}.$$

VI.4.6.Schéma de ferrailage

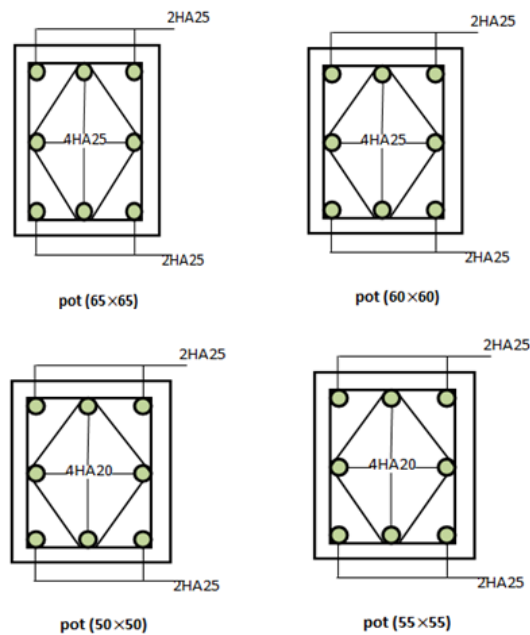


Fig .VI-7:ferrailage de défferent poteaux .

Etude de ferrailage des voiles

VI.5.Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.5.1.Le système de contreventement

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leur déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Calcul des voiles

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.99V2003**

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : S_t min (15 a ; 30 cm)
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
- $40 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014, sous les combinaisons de calcul suivantes : 1.35G+1.5Q..... (ELU)

Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 2003**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- ✓ Armatures transversales
- **Armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.5.3. Les sollicitations maximales des voiles

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1034,82	1798,53	896,56	8,18	8,17	1,41	26,17	36,95
Panneau	1749	2068	2070	1749	1748	2070	1881	2068
Coupe	1735-42	72-74	125-126	1735-42	44-1723	125-126	395-246	72-74
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
MIN	-2704,79	-1769,82	-895,57	-12,09	-12,11	-1,40	-34,78	-34,48
Panneau	1984	2068	2070	1986	1985	2070	2068	1871
Coupe	1759-1758	72-74	125-126	1760-1057	1058-1748	125-126	72-74	263-202
Cas	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)

Fig.VI-8: Les sollicitations maximales de voile horizontale selon (ROBOT2021).

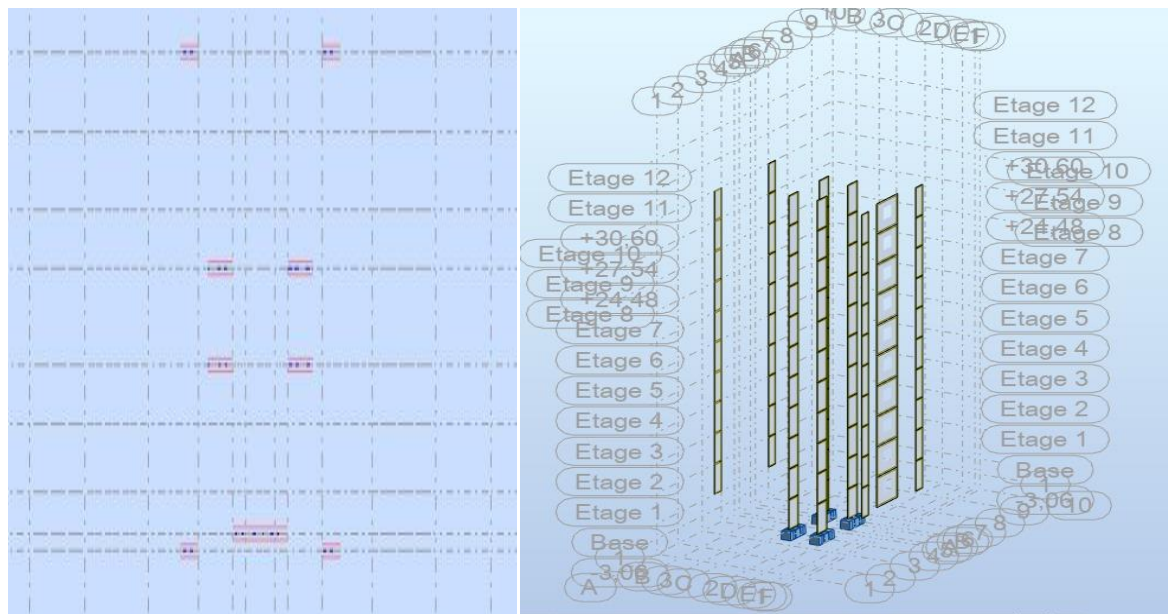
	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	-112,17	-629,89	941,72	1,83	-2,20	1,59	-0,13	-0,06
Panneau	2030	2030	2030	2030	2030	2030	2030	2030
Coupe	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914
Cas	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
MIN	-112,17	-629,89	941,72	1,83	-2,20	1,59	-0,13	-0,06
Panneau	2030	2030	2030	2030	2030	2030	2030	2030
Coupe	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914	2835-2914
Cas	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)

Fig.VI-9: Les sollicitations maximales de voile verticales selon (ROBOT2021).

Tableau-VI-5 : Les sollicitations des voiles.

Combinaison voiles plus sollicité			choix	N(KN)	M(KN.m)
Voiles horizontaux	ACC	G+Q+1.2E	N _{max}	1034.82	-354.50
	ACC	G+Q-1.2E	M _{max}	879.74	1798.13
	ACC	G+Q-1.2E	N _{min}	-2704.79	194.53
Voiles verticaux	ACC	G+Q-1.2E	N _{max}	494.00	37.30
	ACC	G+Q+1.2E	M _{max}	-112.17	-629.80
	ACC	G+Q+1.2E	N _{min}	-664.53	124.58

VI.5.4. Calcul ferrailage des voiles :

**Fig .VI-10: la disposition de voile horizontale selon (ROBOT2021).**

VI.5.4.1.Exemple de calcul les contraintes horizontales :

- **Voile intermédiaire**

$$A = 3.29 \times 0.20 = 0.658 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.20 \times 3.29^3}{12} = 0.59 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{h}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$N = 1034.82 \text{ KN}$$

$$M = 354.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1034.82}{0.59} + \frac{354.5 \times 1.53}{0.59} = 2.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1034.82}{0.59} - \frac{354.5 \times 1.53}{0.59} = -0.83 \text{ Mpa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par **le RPA 2003**.

Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 2003 on a :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

- **Selon le BAEL 91, on a :**

$$St \leq \min \{2 \times a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- **Selon le R.P.A 2003 on a :**

$$St \leq \min \{1.5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm} \text{ **Donc** : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 24}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte un espacement de } 15 \text{ cm.}$$

Le choix de la section des armatures verticales est **4T12 = 4,52 cm²/m**

Calcul des armatures :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\bar{E}$. 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

VI.5.4.2.Détermination des contraintes verticales

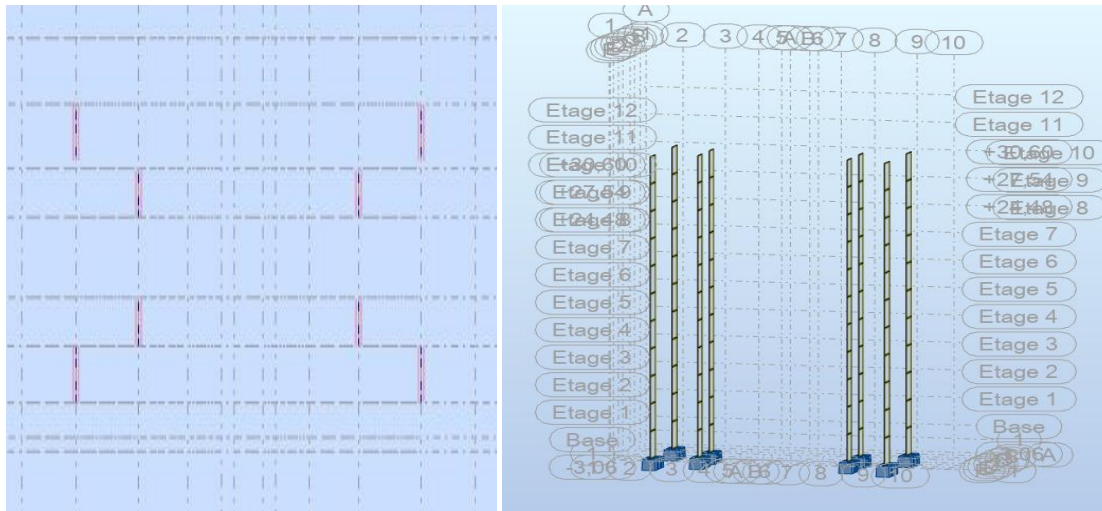


Fig .VI-11: la disposition des voiles verticales selon (ROBOT2021).

$$N=494.00\text{KN}$$

$$M=37.30\text{KN.M}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{494}{0.3} + \frac{37.30 \times 1.53}{0.056} = 2.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{494}{0.30} - \frac{37.30 \times 1.53}{0.056} = -0.62 \text{ Mpa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée" pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA2003**.

- **Globalement dans la section du voile 0,15%.**

$$A_t = 0,15\% \times a \times 1\text{m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{ml.}$$

- **En zone courante 0,10%.**

$$A_t = 0,10\% \times a \times 1\text{m} = 0,0010 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2/\text{ml.}$$

Soit 4 T 12=4,52 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

VI.5.4.3. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins; on prend donc $4\phi 8$ par m^2 .

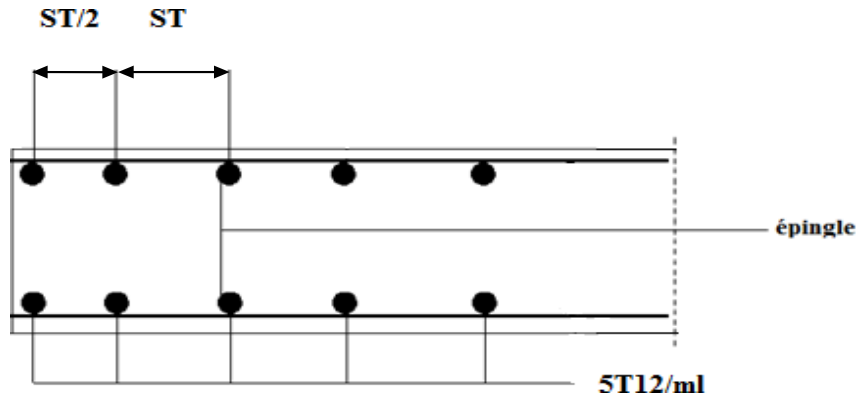


Figure VI.12. Ferrailage du voile verticale.

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre on a Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la construction, au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments structuraux.

- ✓ Les poutres, quant à elles, ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par **logiciel robot structurel 2021**.
- ✓ Les poteaux ont été calculés et ferrillés, le ferrillage adopté et celui donnée par **le RPA2003**, il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui du logiciel utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité.
- ✓ Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée.



CHPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif de reprendre toutes les charge provenant de la superstructure et de les transmettes au bon sol.

Le sous-sol est constitué des fondations et des voiles périphériques, ce sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettes au bon sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Réaliser l'encastrement de la construction dans le terrain.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VII.2. Etude des voiles périphériques

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimensions : $(7.49 \times 3.06) \text{ m}^2$.

➤ Caractéristiques du sol

$$\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^2.$$

$$\varphi = 35^\circ.$$

γ_b : Le poids volumique des terres.

➤ Le calcul de poids

$$P = K_a \times \gamma \times H$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

H : La hauteur libre de mur.

$$P = 0.270 \times 18 \times 3.06 = 14.78 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2.$$

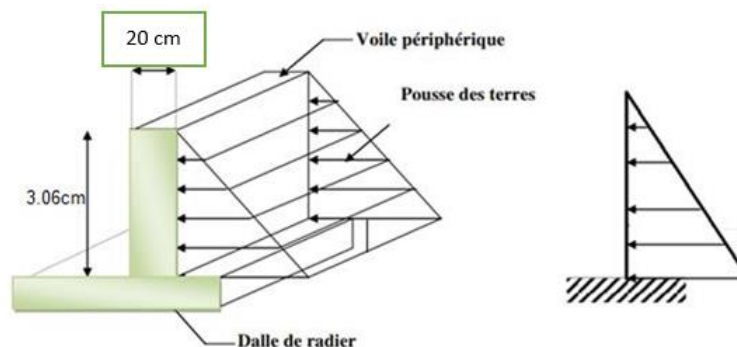


Figure VII.1. Schéma statique d'un voile périphérique.

VII.2.1. Calcul des sollicitations du voile périphérique à ELU

- **Evaluation des charges**

$$\text{ELU} \Rightarrow Q_u = b \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1 \times (1.35 \times 14.87 + 1.5 \times 5) = 27.57 \text{ kN/m.}$$

- **Vérification du rapport de la dalle**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{7.49} = 0.40 > 0.4 \text{ « La dalle est porte sur deux sens ».}$$

- **Calcul de (M_{ux} et M_{uy})**

$$M_{ux} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2.$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux}.$$

$$\rho = 0.40 \text{ Parmi le tableau de } \rho \text{ } \mu_x \text{ et } \mu_y \text{ est : } 0.40.$$

$$\mu_x = 0.110.$$

$$\mu_y = 0.250.$$

$$M_{ux} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.110 \times 27.57 \times 3.06^2 = 28.396 \text{ kN.m.}$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 0.250 \times 28.39 = 7.099 \text{ kN.m.}$$

- **Moment en Travée**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ux} = 0.75 \times 28.39 = 21.292 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{uy} = 0.75 \times 7.09 = 5.324 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 5.324 \geq \frac{M_{tx}}{4} = \frac{21.29}{4} = 5.323 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 28.39 = 14.19 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 7.09 = 3.54 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} \text{ À supprimer et remplacer par Max on prend : le max } (M_{ax}, M_{ay}).$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 14.19 \text{ kN.m.}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T)**

$$T_x = Q_u \times \frac{L_x \times L_y}{(2 \times L_x \times L_y)} = 27.57 \times \frac{3.06 \times 7.49}{(2 \times 3.06 \times 7.49)} = 46.42 \text{ kN.}$$

$$T_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} = 27.57 \times \frac{3.06}{3} = 28.12 \text{ kN.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d_x} = \frac{46.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.25 \text{ kN} \leq \tau = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ MPa}.$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A. 93 / Art B. 6.7.2].

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \tau = 1.50 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.2. Calcul du ferrailage de la dalle selon le x-x

• **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{21.29 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{21.29 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.176} \times 10^4 = 2.78 \text{ cm}^2$$

VII.2.3. Calcul des armatures minimales selon [B.A.E.L 91mod99 /art B.7.4.].

$$\rho_m = 0.0006 \text{ Pour } f_e = 500 \text{ MPa}.$$

$$\text{Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE500)} : \rho_m = \frac{A}{b \times h_0}$$

$$A_{y\min} = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 20 \times 100 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.4}{500} = 0.993 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = \frac{3 - \rho}{2} \times A_{y\min} = \frac{3 - 0.0006}{2} \times 1.2 = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_t ; A_{x\min}) = 2.78 \text{ cm}^2.$$

Espacement maximal des armatures : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Choix des armatures**

$$5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.19 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.025 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 0.177 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{14.19 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.177} \times 10^4 = 1.84 \text{ cm}^2.$$

Espacement maximal des armatures : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Choix des armatures**

$$5T12=5.65\text{cm}^2.$$

VII.2.4. Pourcentage minimal selon le [RPA art 10.1.2] pour les deux sens :

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h = 0.10\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}.$$

Tableau VII.1. Résumé de calcul du voile périphérique selon le sens x-x.

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z_b(\text{m})$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}\text{cm}^2$	Choix
Travée	21.29	0.038	0.048	0.176	1.79	2.78	1.20	5T12
Appuis	14.19	0.025	0.031	0.177	1.79	1.84	1.20	5T12

Tableau VII.2. Résumé de calcul du voile périphérique selon le sens y-y.

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z_b(\text{m})$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}\text{cm}^2$	Choix
Travée	5.32	0.0095	0.012	0.179	1.79	0.68	1.20	5T12
Appuis	3.54	0.0064	0.008	0.179	1.79	0.45	1.20	5T12

VII.2.5. Calcul des sollicitations du voile périphérique à ELS

• **Evaluation des charges**

$$\text{ELS} \Rightarrow Q_{\text{ser}} = b \times (G+Q) = (14.87+5) = 19.87\text{kN/m}.$$

• **Calcul de M_{sx} et M_{sy}**

$$M_{sx} = \mu_x \times Q_{\text{ser}} \times Lx^2 = 0.110 \times 19.87 \times 3.06^2 = 20.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0.250 \times 20.46 = 5.11 \text{ kN.m}$$

• **Moment en Travée**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{sx} = 0.75 \times 20.46 = 15.34\text{kN.m}.$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{sy} = 0.75 \times 5.11 = 3.83\text{kN.m}.$$

$$M_{ty} = 3.83 \geq \frac{M_{tx}}{4} = 3.83 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Moment en appuis**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 20.46 = 10.23\text{kN.m}.$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 5.11 = 2.55\text{kN.m}.$$

M_{ay} À supprimer et remplacer par Max on prend : le max (M_{ax} , M_{ay}).

$$M_{ax} = M_{ay} = 10.23\text{kN.m}.$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton en travée**

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

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.46}{15.34} = 1.33.$$

$$\overline{\alpha} = \frac{1.33-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.46$$

$$\alpha = 0.46 > 0.048$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton en appui**

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

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.46}{10.23} = 2.$$

$$\overline{\alpha} = \frac{2-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.80$$

$$\alpha = 0.80 > 0.048$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

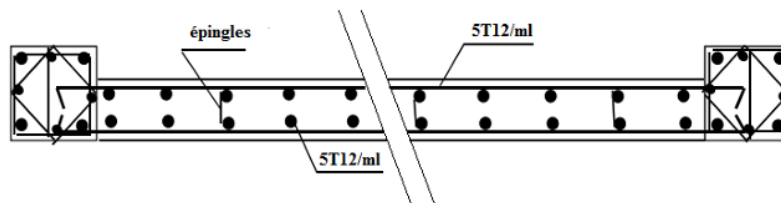


Figure VII.2. Ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Calcul des fondations

Une fondation est définie comme un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe cas de fondations superficielles « semelles isolées, les semelles filantes et radier général » ou par des éléments spéciaux comme les pieux et les puits.

VII.3.1. Choix du type de fondation

Pour le choix de la fondation à adopter, on doit vérifier ces 3 types :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VII.3.2. Calcul des semelles isolées

Pour le prédimensionnement et selon le [RPA99mod2003 art 10.1.4.1] il faut considérer uniquement l'effort normal obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sol.

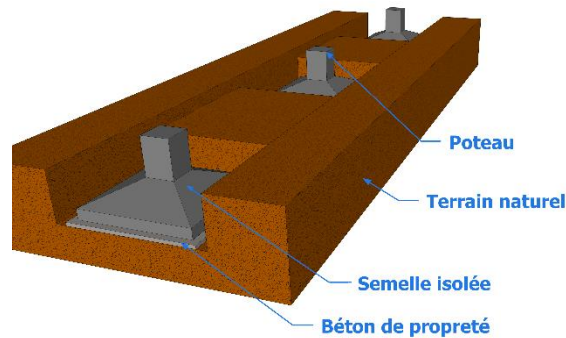


Figure VII.3. Schéma d'une semelle isolée.

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}}.$$

A, B : les dimensions de la semelle isolée.

N : l'effort normal réduit.

a, b : Les dimensions du poteau.

$$a, b \Rightarrow (65 \times 65) \text{ cm}^2.$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ kN/m}^2.$$

- D'après les résultats de logiciel Robot structural 2021 :

$$N = 1373.16 \text{ kN}$$

$$A \times B = \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}.$$

- **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1833.12}{250}} \Rightarrow B \geq 2.74 \text{ m}.$$

✓ On prend B = 3m.

➤ Vérification

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions x et y, on peut conclure que l'utilisation des semelles isolées est impossible, à cause du

«chevauchement » de deux semelles voisines, ce qui nous conduit à essayer les semelles filantes.

VII.3.3. Calcul des semelles filantes

L'effort N supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

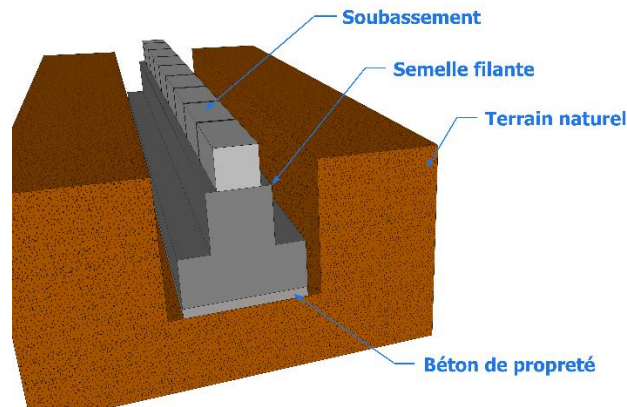


Figure VII.4. Schéma d'une semelle filante.

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$.

$$S_s = B \times L.$$

$$N = \sum N_i.$$

N : La somme des efforts normaux des poteaux pour chaque file.

S_s : La section de la semelle filante.

B : La largeur de la semelle filante.

L : La longueur de file considérée.

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

- Le Calcul la largeur de la semelle filante : $B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$.
- La surface totale des semelles donnée par $S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$.

Noeud/Cas	FZ [kN]	Noeud/Cas	FZ [kN]	Noeud/Cas	FZ [kN]
19/ 7 (C)	515,04	35/ 7 (C)	614,84	51/ 7 (C)	539,88
21/ 7 (C)	1097,63	37/ 7 (C)	1334,54	53/ 7 (C)	1167,20
23/ 7 (C)	1159,52	39/ 7 (C)	1386,83	55/ 7 (C)	1339,61
25/ 7 (C)	1131,83	41/ 7 (C)	1199,67	57/ 7 (C)	1264,94
27/ 7 (C)	1128,88	43/ 7 (C)	1199,48	59/ 7 (C)	1271,54
29/ 7 (C)	1163,76	45/ 7 (C)	1387,16	61/ 7 (C)	1339,58
31/ 7 (C)	1095,00	47/ 7 (C)	1333,37	63/ 7 (C)	1168,87
33/ 7 (C)	515,80	49/ 7 (C)	615,23	65/ 7 (C)	542,19
Cas 7 (C)	ELS	Cas 7 (C)	ELS	Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	7807,46	Somme totale	9071,12	Somme totale	8633,80

Figure VII.5. La somme des efforts normaux des poteaux pour chaque file.

Tableau VII.3. Calcul des semelles filantes

F	N (KN)								$\sum N_i$ (KN)	Bm	S_s m ²
	1	2	3	4	5	6	7	8			
A	515.04	1097.63	1159.52	1131.83	1128.88	1163.76	1095.00	515.80	7807.46	1.11	31.22
B	614.84	1334.54	1386.83	1199.67	1199.48	1387.16	1333.37	615.23	9071.12	1.29	36.28
C	539.88	1167.20	1339.61	1264.94	1271.54	1339.58	1168.87	542.19	8633.80	1.23	34.53
Σ											102.03

➤ **Exemple d'application**

$$B \geq \frac{9071.12}{27.95 \times 250} \Rightarrow B \geq 1.29 \text{ m} \Rightarrow B = 1.29 \text{ m.}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}.$$

$$102.03 \geq \frac{9071.12}{250} \Rightarrow 102.03 \text{ m}^2 \geq 36.28 \text{ m}^2.$$

➤ **Vérification**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b}$.

S_s : La somme des surfaces des semelles filantes.

S_b : La surface du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{102.03 \times 2}{377.04} = 0.54 \Rightarrow 54\% > 50\%.$$

La surface totale des semelles représente 54 % de la surface du bâtiment

➤ **Conclusion**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VII.3.4. Calcul du radier nervuré

Le radier et une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.

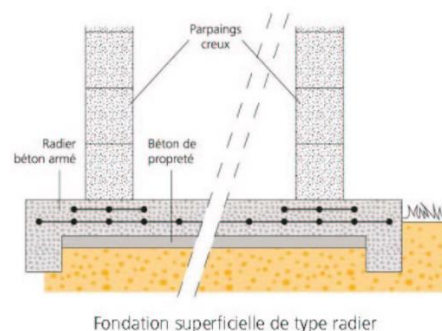


Figure VII.6. Schéma d'un radier général.

- Il est choisi selon ses principales caractéristiques :
 - Les charges transmises au sol sont importantes.
 - Un mauvais sol.
 - Les poteaux rapprochés.
- ✓ On opte un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.
- ✓ L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.
- ✓ Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

N : la somme totale des efforts normaux des poteaux de sous-sol.

$S_{\text{néc}}$: La surface nécessaire.

$$N = 48546.09 \text{ kN}.$$

$$S \geq \frac{48546.09}{250} \Rightarrow S \geq 194.18 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{néc}} = L_{\text{xt}} \times L_{\text{yt}} = 27.95 \times 13.49 = 377.045 \text{ m}^2.$$

L_{xt} : Longueur totale de la structure selon le sens x.

L_{yt} : Longueur totale de la structure selon le sens y.

$$S_{\text{néc}} < S_{\text{bat}}.$$

S_{bat} : La surface du bâtiment.

• Les surfaces

La surface du radier est de 377.045 m². Débord de 100 cm pour chaque côté.

$$S_{\text{débord}} = 27.95 \times 1 + 13.49 \times 1 + 2 = 43.44 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 377.04 + 43.44 = 420.48 \text{ m}^2.$$

➤ Prédimensionnement

$$\text{Radier (dalle)} \Rightarrow e_d \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e_d \geq \frac{460}{20} \Rightarrow e_d \geq 23 \text{ cm}.$$

On prend : épaisseur de radier $e_d = 40 \text{ cm}$

L : La longueur max entre axe ($L_{\text{max}} = 4.60 \text{ m}$).

e_d : épaisseur du radier.

$$\text{Nervure} \Rightarrow h_n \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{460}{10} \Rightarrow h_n \geq 46 \text{ cm}.$$

h_n : La hauteur de la nervure.

On prend : Largeur de nervure 60 cm.

L : La longueur max entre axe ($L_{\max} = 4.60\text{m}$).

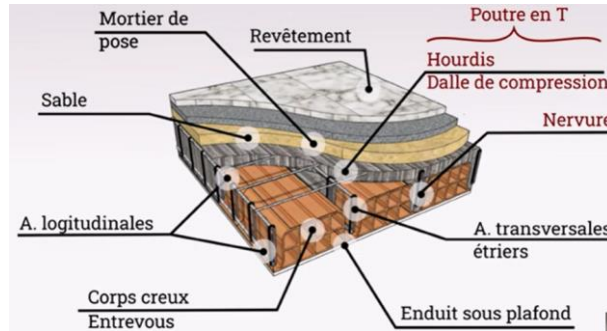


Figure VII.7. Dalle Nervurée.

Condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}.$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 1000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \geq 32164.20\text{MPa}$.

I : inertie de la section de la nervure ($I = \frac{B \times h_n^3}{12}$).

K : module de résistance du sol : $K = 40\text{MPa/m}$ « pour un sol de densité moyenne ».

b : Largeur de nervure.

L_e : La longueur élastique qui permet de déterminer.

Dans notre cas on a un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}^4$.

$$h_n \geq \sqrt[4]{\frac{3 \times K}{E} \times \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[4]{\frac{3 \times 40}{32164.20} \times \left(\frac{2 \times 4.60}{\pi}\right)^4} \times 10^2.$$

$$h_n \geq 72.37 \Rightarrow h_n = 0.8\text{m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}.$$

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} = \frac{0.60 \times 0.80^3}{12} = 0.025\text{m}^4.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.20 \times 0.025}{40 \times 0.60}} = 3.40\text{m}.$$

$$L_{\max} = 4.60\text{m} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e.$$

$$L_{\max} = 4.60\text{m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3.4 = 5.34 \text{ m.}$$

$4.60\text{m} \leq 5.34\text{m} \Rightarrow$ La condition de rigidité est vérifiée.

$$\begin{cases} e_d = 40 \text{ cm} \\ h_n = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ces valeurs ne vérifient pas la condition du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs e_d et h_n .

➤ **Finalement on prend**

- Epaisseur de radier $e_d = 0.60 \text{ m.}$
- La hauteur de nervure $h_n = 0.8 \text{ m.}$
- La largeur de nervure $b = 0.60 \text{ m.}$
- **D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante**

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2.$$

N : effort normale de la structure à ELS.

$$A = 399.40 \text{ m}^2.$$

$$P_s = A \times e_d \times \rho_{BA} = 399.40 \times 0.60 \times 25 = 5991 \text{ kN.}$$

P_s : Poids de la semelle (radier).

$$P_p = b \times h_n \times L \times \rho_{BA} = 0.6 \times 0.8 \times 4.6 \times 25 = 55.2 \text{ kN.}$$

P_p : Poids de la poutre de libage.

$$P_r = \gamma \times A_{\text{rad}} \times b = 18 \times 399.40 \times 0.60 = 4313.52 \text{ kN.}$$

P_r : Poids de remblai.

$$N = 5991 + 55.20 + 4313.52 = 10359.72 \text{ kN.}$$

$$\sigma = \frac{10359.72}{399.40} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma = 25.93 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les charges obtenues d'après le Robot structural**

$$G_t: \text{ La charge permanente totale } \Rightarrow G_t = 74138.19 \text{ kN.}$$

$$Q_t: \text{ La charge d'exploitation totale } \Rightarrow Q_t = 6946.69 \text{ kN.}$$

• **Combinaison d'actions**

$$\text{ELS} \Rightarrow N_{\text{ser}} = G_t + Q_t = 74138.19 + 6946.69 = 110506.59 \text{ kN.}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow N_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q_t = 1.35 \times 74138.19 + 1.5 \times 6946.69 = 81084.88 \text{ kN.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \ll \text{« Fissuration peu préjudiciable »}.$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u \times b}{A_{\text{rad}}} = \frac{110506.59 \times 10^{-3} \times 1\text{ml}}{399.40} = 0.276 \text{ MN/m}.$$

$$T_u = \frac{0.276 \times 4.60}{2} = 0.634 \text{ MN}.$$

$$\tau_u = \frac{0.634}{1 \times 0.72} = 0.96 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiée.}$$

➤ **Vérification du poinçonnement**

$$Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Q_u : Charge de calcul à ELU sous le poteau le plus sollicité.

$$Q_u = 1883.12 \text{ KN}.$$

h_d : L'épaisseur totale de radier $\Rightarrow h_d = 0.80 \text{ m}$.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h).$$

$a = b = 65 \text{ cm}$ « La section du poteau le plus sollicité ».

$$\mu_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.60) = 5 \text{ m}.$$

$$Q_u = 0.045 \times 5 \times 0.60 \times \frac{30}{1.5} = 2.70 \text{ MN}.$$

$$Q_u = 1883.12 \text{ KN} \leq 2700 \text{ KN} \ll \text{« Condition vérifiée »}.$$

➤ **Vérification de la contrainte sous le radier**

Cette vérification consiste à satisfaire les conditions suivantes dans le sens longitudinale et transversale :

Si : $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la répartition est trapézoïdale : la contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\Rightarrow \sigma = \frac{3 + \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$.

Si : $\sigma_2 = 0 \Rightarrow$ la répartition est triangulaire : la contrainte σ_1 ne doit pas dépassée 1.33 fois la contrainte admissible.

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_T}{S} \pm \frac{M}{I}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 + \sigma_1 + \sigma_2}{4}.$$

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

σ_m : Contrainte moyen du sol.

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250\text{kPa}.$$

$$I_x = 5717.89815 \text{ m}^4.$$

$$I_y = 24545.7406 \text{ m}^4.$$

$$X_G = 13.975\text{m}.$$

$$Y_G = 6.745\text{m}.$$

X_G, Y_G : Abscisse du centre de gravité de radier.

I_x : Moment d'inertie de radier suivant(x-x).

I_y : Moment d'inertie de radier suivant(y-y).

$$N_r = A_{\text{rad}} \times h \times \gamma_b.$$

$$N_r = 399.40 \times 0.80 \times 25 = 7988\text{kN}. \text{ « Le poids propre de radier »}.$$

$$N_t = N_r + N_{\text{ser}}.$$

$$N_{\text{ser}} = G_t + Q_t = 81084.88\text{kN}.$$

$$N_t = 5009 + 81084.88 = 23907.73\text{kN}.$$

(M_{tx}, M_{ty}) : Des moments à la base tirée par logiciel Robot structural 2021 à ELS.

- **Sens x-x**

$$\sigma_1 = \frac{N_T}{S} + \frac{M}{I} \times Y_G = \frac{23907.73}{399.40} + \frac{132.37}{5717.89815} \times 13.975 = 60.18\text{kPa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_T}{S} - \frac{M}{I} \times Y_G = \frac{23907.73}{399.40} - \frac{132.37}{5717.89815} \times 13.975 = 59.53\text{kPa}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (60.18) + 59.53}{4} = 60.01 \text{ kPa} < 250 \text{ KN/m}^2. \text{ « Condition vérifier »}.$$

- **Sens y-y**

$$\sigma_1 = \frac{N_T}{S} + \frac{M}{I} \times X_G = \frac{23907.73}{399.40} + \frac{112.43}{24545.7406} \times 6.745 = 59.89\text{kPa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_T}{S} - \frac{M}{I} \times X_G = \frac{23907.73}{399.40} - \frac{112.43}{24545.7406} \times 6.745 = 59.82\text{kPa}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (59.89) + 59.82}{4} = 59.87\text{kPa} < 250 \text{ KN/m}^2. \text{ « Condition vérifier »}.$$

➤ **D'après le Robot structural**

$$\sigma_{\max} = 171.58 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 132.00 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times (171.58) + 132}{4} = 161.685 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2. \ll \text{Condition vérifier} \gg.$$

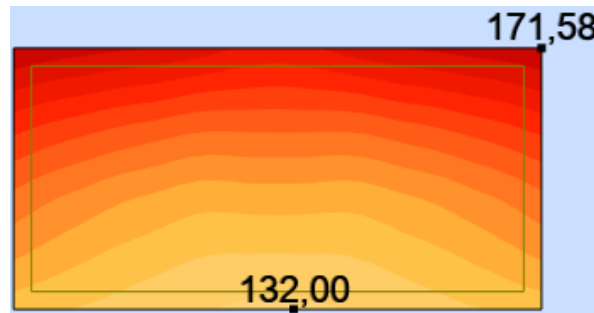


Figure VII.8. Contraintes des sols d'après le robot structurel 2021.

Tableau VII.4 Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Contrainte de cisaillement (τ_u) sens (x)	Contrainte de cisaillement (τ_u) sens (y)	Vérification $\tau_u \leq 0.05f_{c28} = 1.50$
Radier	0.35	0.22	CV

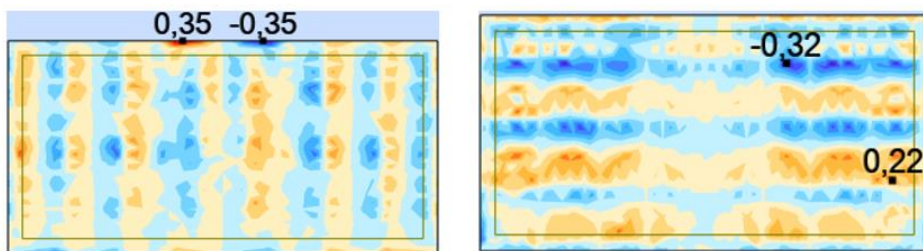


Figure VII.9. La contrainte de cisaillement.

➤ Vérification au non soulèvement 'effet de sous pression

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment 'ne se soulève pas'.

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times s.$$

W : poids total de la structure.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($3.06 + 0.8$).

S : La surface du radier. $W = 81768,88 \text{ kN}$.

$$\alpha \times \gamma \times h \times s = 1.5 \times 10 \times 3.86 \times 399.40 = 23125.26 \text{ kN} < W = 49484.6339 \text{ kN}. \Rightarrow \text{CV}.$$

VII.3.4.1. Calcul du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé nervurée en flexion simple sachant que la fissuration est préjudiciable et le calcul du panneau le plus sollicité (4.60×4.10) cm^2 sera ferrailé pour tout le radier.

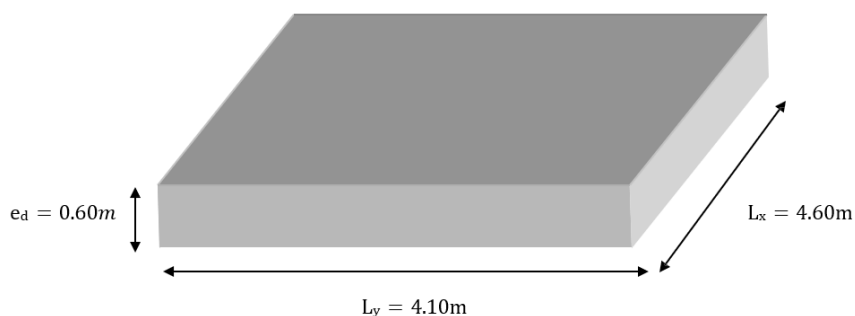


Figure VII.10. Panneau le plus sollicité de radier.

VII.3.4.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU

➤ Détermination des sollicitations de la dalle pleine

Résultats tirés à partir du logiciel ROBOT 2021 (résultats cartographies-panneaux)

Tableau VII-5. Récapitulatif calcul des sollicitations maximales radier dalle.

Combinaison	Sens x-x			Sens y-y		
	M_{tmax} (KN.m)	M_{amax} (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{tmax} (KN.m)	M_{amax} (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	115.05	93.33	191.43	129.75	51.37	210.13
ELS	84.17	67.69	139.35	95.07	37.46	153.34

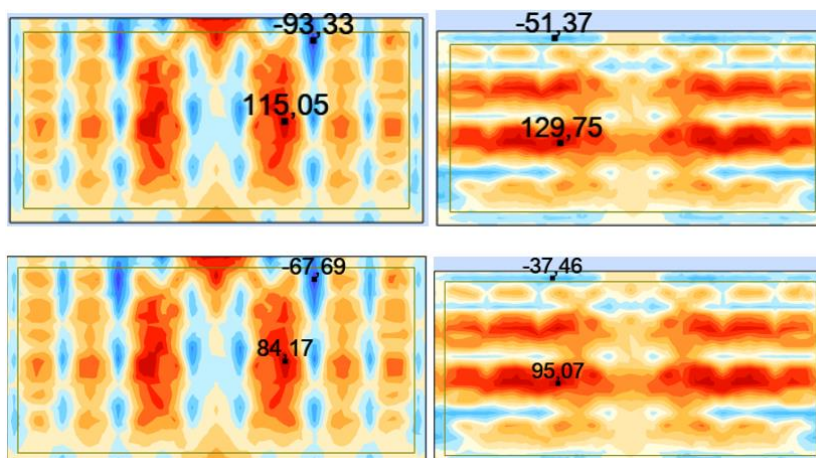
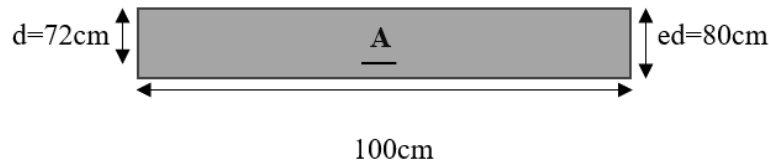


Figure VII.11. Les moments appuis et travée dans chaque sens.

Ferrailage dalle pleine**Figure VII.12.** Section de calcul.**Sens x-x**

A l'ELU: $M_{tmax} = 115.05 \text{ KN.m}$ $M_{amax} = 93.33 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 191.43 \text{ KN}$

A l'ELS: $M_{tmax} = 84.17 \text{ KN.m}$ $M_{amax} = 67.69 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 139.35 \text{ KN}$

- En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{115.05 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.092 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.120$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.120) = 0.685 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{115.05 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.685} \times 10^4 = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5T14 / \text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2.$$

- En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{93.33 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.012.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.716 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{93.33 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.716} \times 10^{-4} = 2.99 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 5T14/\text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2.$$

Sens y-y

A l'ELU: $M_{tmax} = 129.75 \text{ KN.m}$ $M_{amax} = 51.37 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 210.13 \text{ KN.}$

A l'ELS: $M_{tmax} = 95.07 \text{ KN.m}$ $M_{amax} = 37.46 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 153.34 \text{ KN.}$

- En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{129.75 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.017$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.017) = 0.715 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{129.75 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.715} \times 10^4 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5T14 / \text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2.$$

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{51.37 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.0058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0058}) = 0.0072.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.0072) = 0.717 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{51.37 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.717} \times 10^4 = 1.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 5T14 / \text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2.$$

- **La section minimale**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0.23 \times 100 \times 72 \times \frac{2.4}{500} = 7.94 \text{ cm}^2.$$

- **Choix d'armature**

➤ Sens x-x et y-y

$$A_a = A_t = A_{\min} = 6T14 / \text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2 \text{ en appuis et en travée.}$$

- Espacement selon le BEAL91 mod99

$$S_t \leq \min (3 \times h ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min (240 ; 33) \text{ cm.}$$

On prend: ($S_t = 15 \text{ cm}$). En travée.

($S_t = 15 \text{ cm}$). En appuis.

VII.3.4.1.2. Vérification du radier à ELS

➤ **Vérification à ELS : (fissuration peu préjudiciable)**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y$$

$$\text{On vérifier } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 0.60 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$Y = 15 \times \frac{(A_s \times A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s \times d' A'_s)}{7.5(A_s \times A'_s)^2}} \right]. \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$Y = 15 \times \frac{(9.24)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(72 \times 9.24)}{7.5(9.24)^2}} - 1 \right] = 12.80 \text{ cm.}$$

➤ **Inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (d-d')^2]. \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$I = \frac{100 \times 12.80^3}{3} + 15 \times [9.24 \times (72 - 12.80)^2] = 555648.1707 \text{ cm}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 95.07 \text{ KN.m (cas plus défavorable)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{95.07 \times 10^{-3}}{555648.1707 \times 10^{-8}} \times 12.80 \times 10^{-2} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

VII.3.4.1.3. Vérification de l'effort tranchant selon les deux sens• **Sens x-x**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_{\text{adm}} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{191.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.26 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{\text{adm}} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

• **Sens y-y**

$$\tau_u = \frac{210.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.29 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.29 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{\text{adm}} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Remarque**

- Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme de bateau ; généralement on prend 4T10 / m²
- Pour le ferrailage du débord on adopte le même ferrailage des 2 nappes afin de faciliter la mise en œuvre.

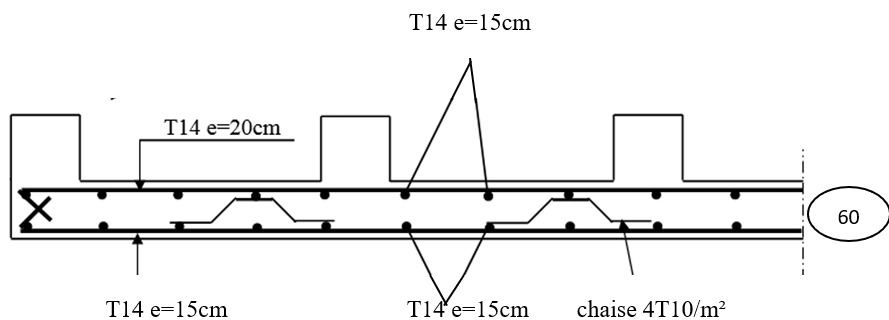


Figure VII.13. Ferrailage du radier.

VII.3.4.2. Calcul du ferrailage la nervure

- 1) Calcul de la poutre de libage
 - Poutre de libage sens YY la plus sollicité

Résultats tirés à partir du logiciel robot structurel 2021.

TableauVII-6. Récapitulatif calcul des sollicitations maximales poutre de libage.

Combinaison	M_{tmax} (KN.m)	M_{amax} (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	487.09	628.24	731.07
ELS	353.90	458.42	533.13

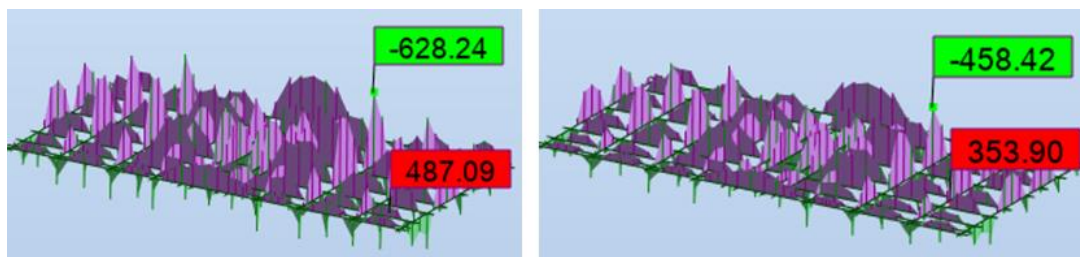


Figure VII.14. Les moments de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire « H=80cm, b=60cm »

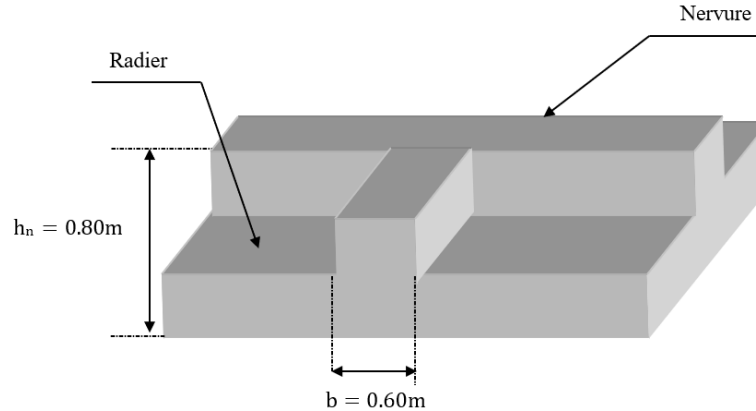


Figure VII.15. Nervure sur la dalle de radier.

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{487.09 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.055 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.070.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.070) = 0.699m.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{487.09 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.699} \times 10^4 = 16.02cm^2$$

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{628.24 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.72^2} = 0.071 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.092.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = 0.693\text{m}.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{628.24 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.693} \times 10^4 = 20.85\text{cm}^2.$$

VII.3.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 60 \times 80 = 24\text{ cm}^2.$$

VII.3.4.2.2. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0.23 \times 100 \times 72 \times \frac{2.4}{500} = 7.94\text{ cm}^2.$$

Tableau VII.7. Récapitulatif du ferrailage des nervures.

Type		A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	Choix des Barres	A _{adp} (cm ²)
		BAEL	RPA			
Nervure	Appuis	7.94	24	20.85	8T20	25.13
	Travée	7.94	24	16.02	8T20	25.13

➤ **Remarque**

Le cas où la hauteur de la poutre $h_n > 2(80 - 0.1f_e)$: il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur d'au moins $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaires à leur direction.

- Pour notre cas

$$h_n = 80\text{cm} > 60\text{cm}, \text{ on prend : } 2\text{T}16 = 4.02\text{cm}^2.$$

VII.3.4.2.3. Armatures transversales d'après [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2]

- Dans la zone nodale

$$S_t \leq \left(\frac{120}{4} ; 12 \times \phi ; \frac{60}{4} \right).$$

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

- Dans la zone courante

$$S_t \leq \left(\frac{120}{4}; \frac{60}{4}\right).$$

$$S_t = 15\text{cm}.$$

VII.3.4.2.4. Armatures transversales imposées par [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2]

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7\text{cm}^2.$$

La section (4T10 = 3.14cm²).

VII.3.4.2.5. Longueur minimale de recouvrement

$$(L_{\text{rec}} = 40 \times \phi).$$

VII.3.4.2.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}.$$

τ_s : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures fixé par le règlement BEAL91mod99.

Ψ_s : Coefficient de scellement des barres égal à 1.5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24\text{MPa}.$$

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \times \frac{500}{3.24} = 46.29\text{cm}.$$

$$L_s = 1.2\text{m}.$$

L_s : Longueur de scellements.

VII.3.4.2.7. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60 \times f_{c28} = 0.60 \times 30 = 18\text{MPa}.$$

$$Y = 15 \times \frac{(A_s \times A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s \times d'A'_s)}{7.5(A_s \times A'_s)}} - 1 \right]. \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$Y = 15 \times \frac{(25.13)}{60} \left[\sqrt{1 + \frac{60(72 \times 25.13)}{7.5(25.13)}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 24.44\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (d-d')^2]. \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$I = \frac{60 \times 24.44^3}{3} + 15 \times [24.44 \times (72 - 24.44)^2] \Rightarrow I = 1121199.077\text{ cm}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 458.42\text{ KN.m (cas plus défavorable)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{458.42 \times 10^{-3}}{1121199.077 \times 10^{-8}} \times 24.44 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.99\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9.99 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

VII.3.4.2.8. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$.

$$\tau_u = \frac{731.07 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.72} = 1.69 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

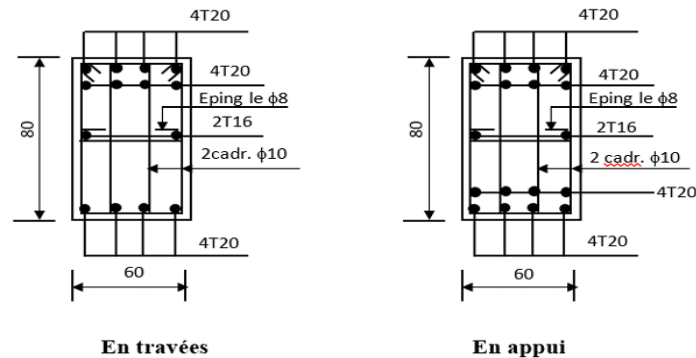


Figure VII.16. Ferrailage des nervures.

VII.3.5. Calcul de débord

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur 1m et d'épaisseur $h = 60 \text{ cm}$.

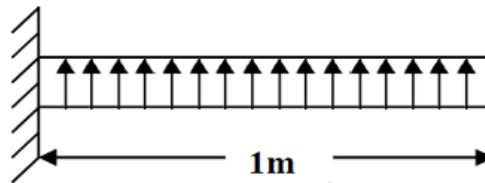


Figure VII.17. Schéma statique du débord.

VII.3.5.1. Calcul des sollicitations

Les charges :

$$q_u = 1.35 \times e_d \times \gamma_b = 1.35 \times 0.60 \times 25 = 20.25 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = e_d \times \gamma_b = 0.60 \times 25 = 15 \text{ kN/m.}$$

Les moments statiques :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{20.25 \times 1^2}{2} = 10.125 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{15 \times 1^2}{2} = 7.5 \text{ KN.m}$$

VII.3.5.2. Calcul le ferraillage à ELU

$$M_u = 10.125 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.125 \times 10^{-3}}{17 \times 1 \times 0.54^2} = 0.002 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section non comprimée (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = 0.0025.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.0025) = 0.539 \text{ m.}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{10.125 \times 10^{-3}}{434.78 \times 0.539} \times 10^4 = 0.43 \text{ cm}^2.$$

VII.3.5.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.4}{500} = 5.96 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

➤ Choix des barres

Le ferraillage sera calcul pour une bonde de 1m.

- Choix des barres armatures longitudinales et armatures répartitions

On prend : 5T14 $\Rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

VII.3.5.4. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60 \times f_{c28} = 0.60 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$Y = 15 \times \frac{(A_s \times A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s \times d'A'_s)}{7.5(A_s \times A'_s)}} - 1 \right]. \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$Y = 15 \times \frac{(6.16)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(54 \times 6.16)}{7.5(6.16)}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 23.88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (d-d')^2]. \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$I = \frac{100 \times 23.88^3}{3} + 15 \times [23.88 \times (54 - 23.88)^2] \Rightarrow I = 778886.7005 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 7.5 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.5 \times 10^{-3}}{778886.7005 \times 10^{-8}} \times 23.88 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

VII.3.5.6. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$.

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$.

$$\tau_u = q_u \times L = 20.25 \times 1 = 20.25 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.037 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}.$$

VII.4. Conclusion

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le calcul d'un ouvrage en béton armé.

Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre étude nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées, ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, après on a passé aux semelles filantes mais les distance entre elles sont très petites, ce qui nous a orienté vers l'utilisation du radier nervuré.

Au niveau de l'infrastructure, le voile est calculé comme un plancher encastré au niveau du radier, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants:

- Le Prédimensionnement est une étape préliminaire mais essentielle dont le calcul des éléments structuraux du bâtiment, qui peuvent être significativement modifiées après l'étude dynamique du projet
- Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Les modèles numériques doivent être fidèles au comportement réel de la structure et ceux en introduisant tout l'élément de la structure sans en oublier un car la rigidité du modèle en dépend.
- Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs optimales des efforts par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

- Les résultats techniques et les illustrations de cette étude obtenus avec le logiciel ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur

Référence Bibliographique

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2 charge permanentes et charge exploitation

Les mémoires

1. Boussaid Ikram & Hadjazi Khadidjaé : '' Étude technico-économique d'un bâtiment «S/Sol+RDC+8 étages » implanté à Chlef (zone III) _2022''.
2. DELLA Selma MEZOUER & Leila Yasmine : ''Etude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (02 Sous-sol + RDC + 09 étages) situé à SIDI BEL ABBES _2020''.
3. AOUAR CHAHRAZED & AOUAR HANANE : '' Etude_d__un_batiment_(R+7+S-sol)_a_usage_d__habitation_et_commercial-compressed _2021''.
4. SALMI & MAAZOUZ : ''ETUDE D'UNE TOUR R+14 AVEC SOUS-SOL A USAGE MULTIPLE. PFE _Master_BRG_2016-2017''.
5. BELAID AZZEDDINE & SEKRAN MEDJAHED : ''Étude technique d'un bâtiment «S/Sol+RDC+9 étages » implanté à SAIDA(zone I)_ 2023''.

Les logicielles

- EXCEL 2019
- WORD 2019
- Auto CAD 2016
- Auto-desk Robot Structural Analysais Professional 2021 pour la modélisation de notre structure

Les cours :

- Plateforme : <https://e-learning.univ-saida.dz/>

Annexes

Annexe I

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II

Tableau des Armatures En (cm²).

Ø(mm)	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	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

*Les plans
architecturaux*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR MOULAY TAHAR SAIDA
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN ETUDE POUR L'OBTENTION
DU DIPLOME MASTER 2 EN GENIE CIVIL

THEME :

Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+ sous-sol
à usage multiple

Projeté par :

Bouazza Hadjer
Ait Hammou Karima

Encadré par :

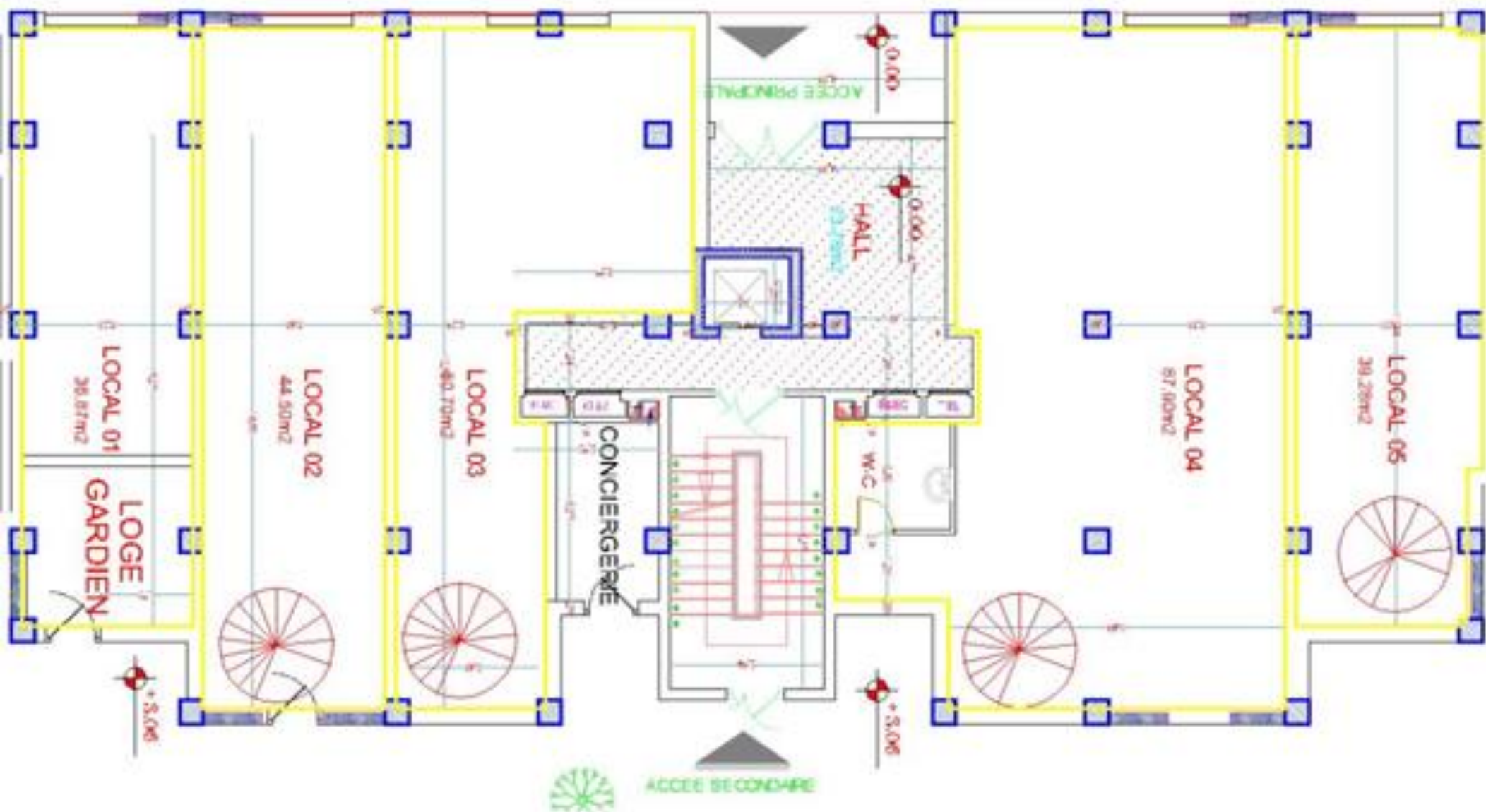
Daoudi Nour El Houda

Les plans architecturaux

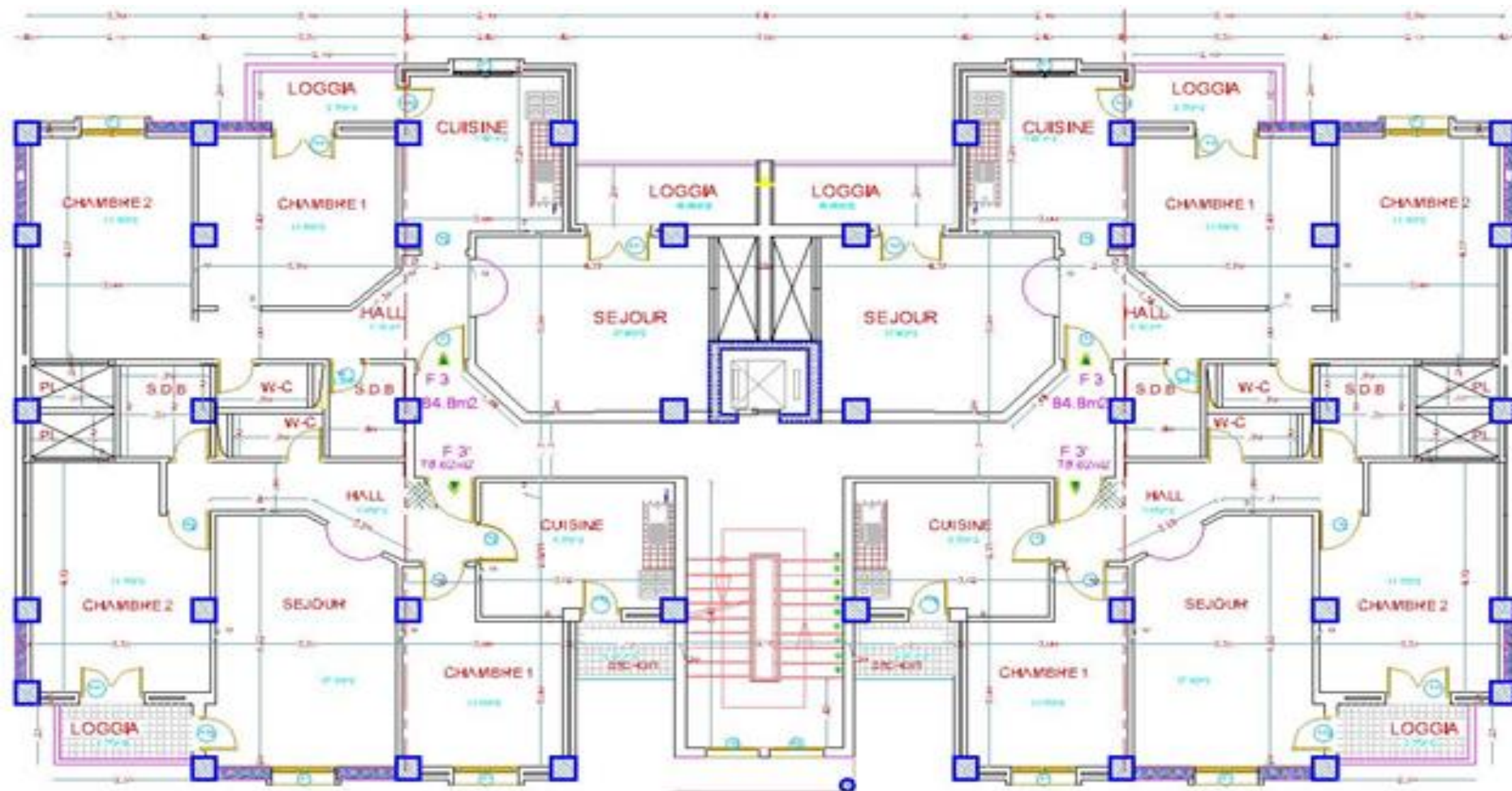
- | | |
|----|-----------------------|
| 01 | Plan de RDC |
| 02 | Plan d'étage courante |
| 03 | Plan sous-sol |
| 04 | Façade urbaine |
| 04 | Coupe urbaine |

ECHELLES : 1/50

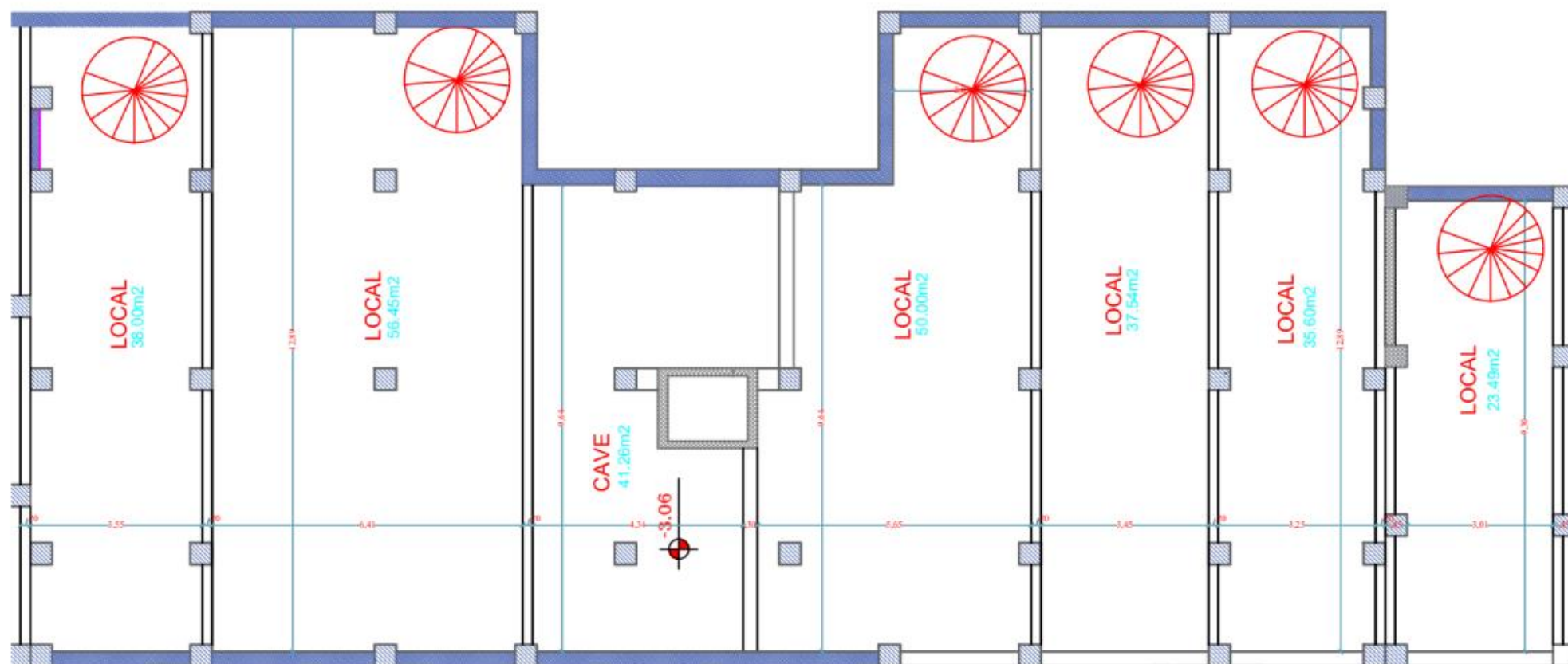
DATE : juin 2025



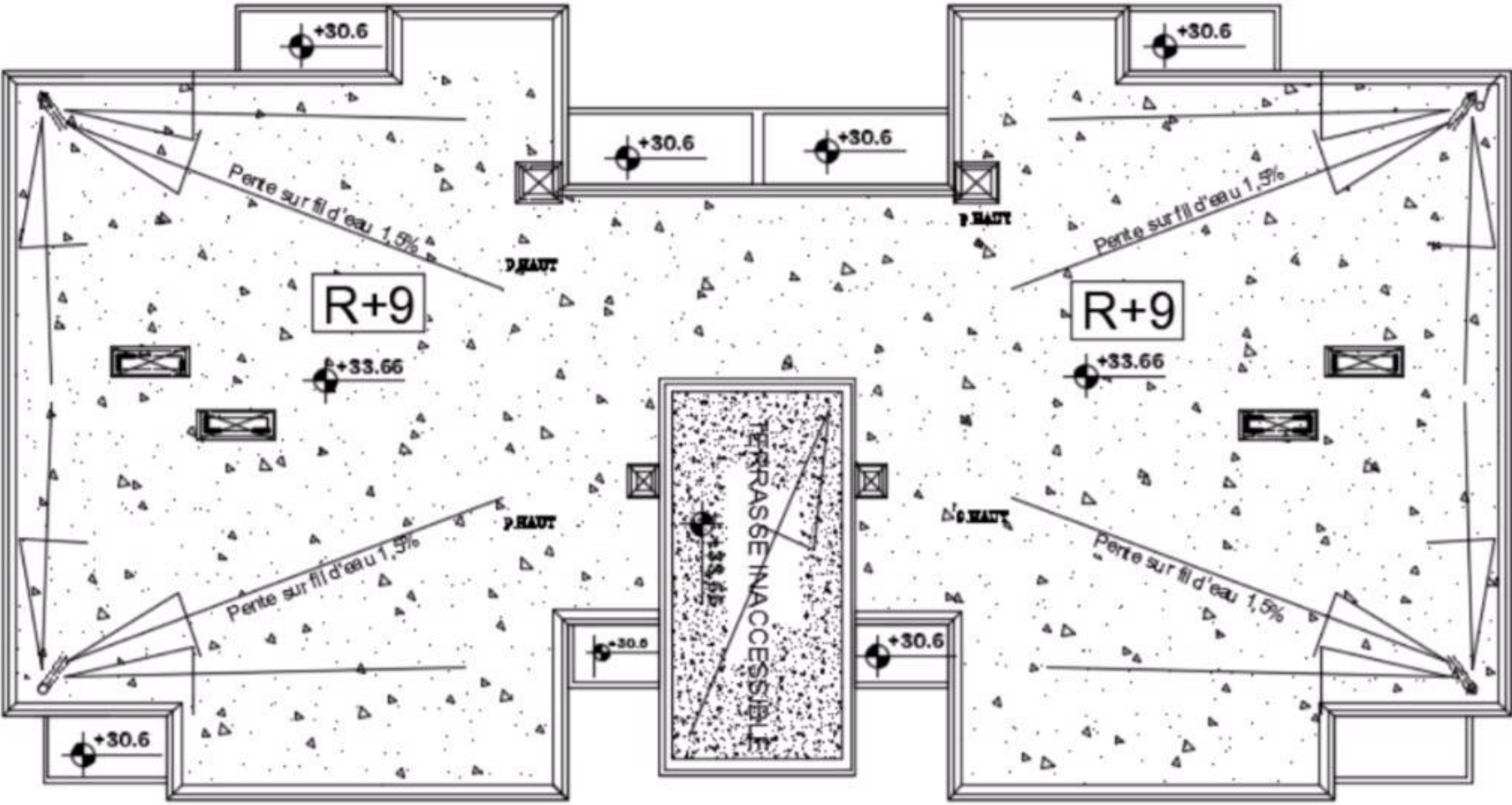
Plan du RDC ech : 1/50

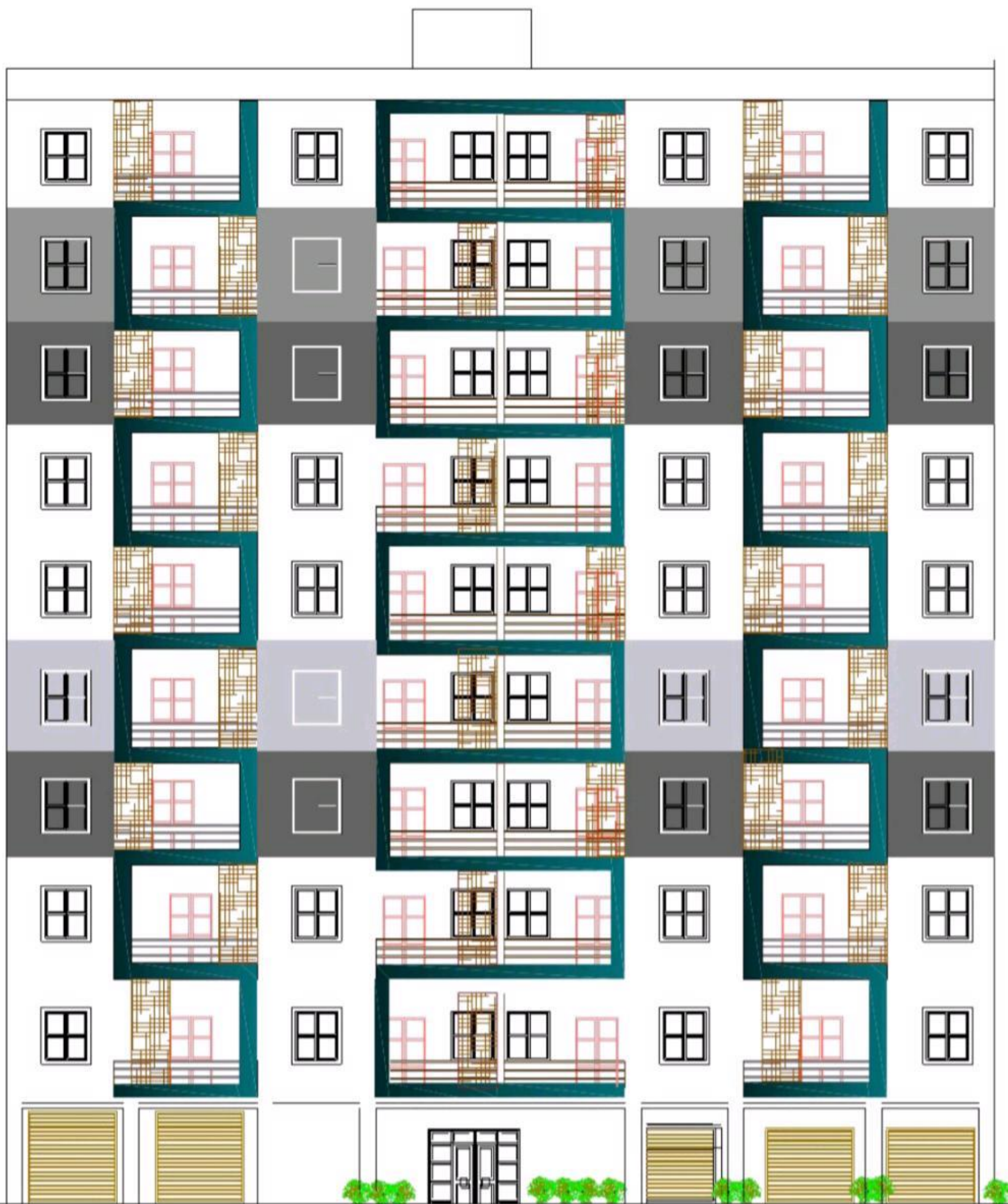


Plan du étage ech : 1/50

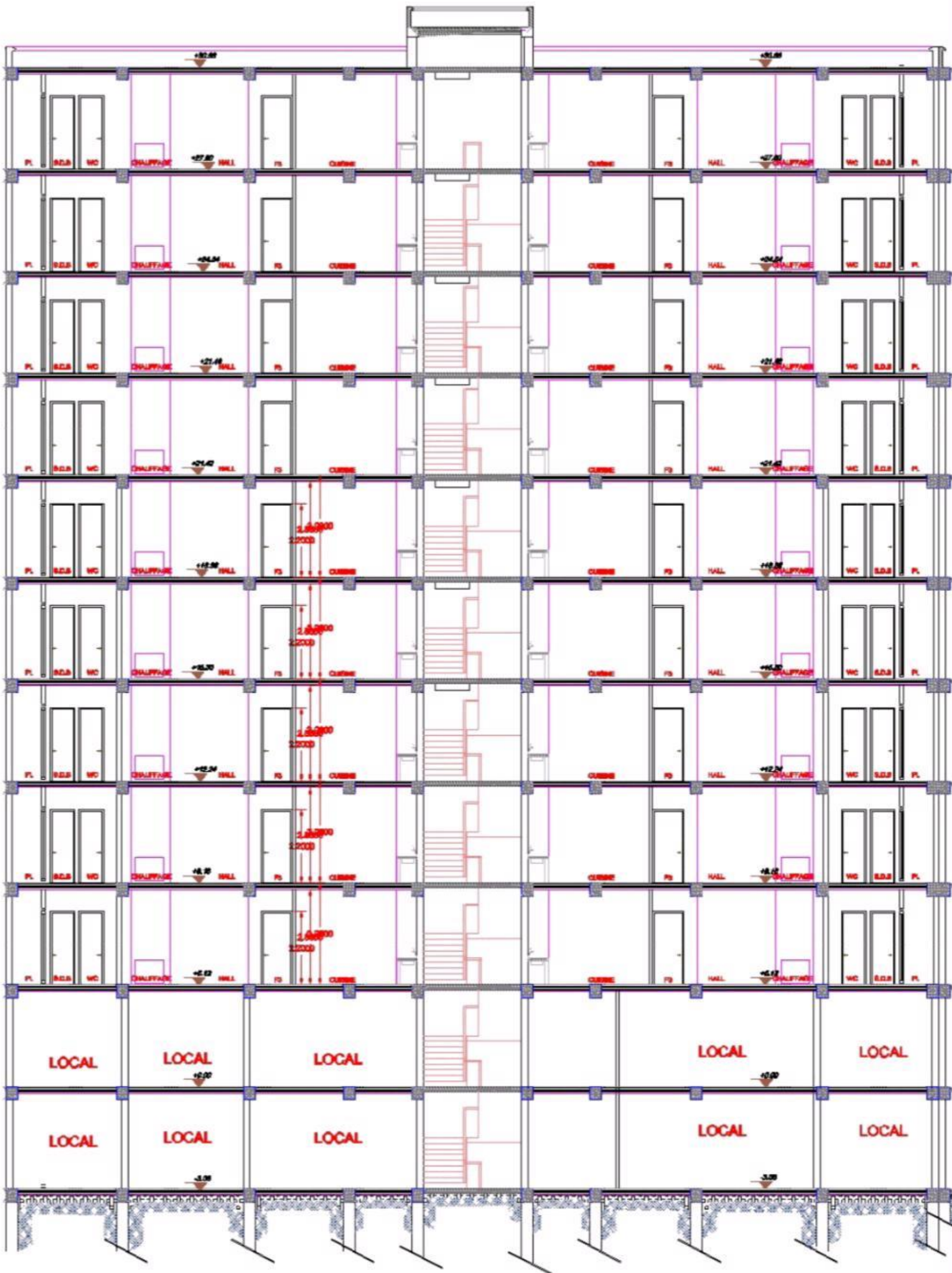


Plan du sous sol ech : 1/50





FACADE URBAINE



COUPE URBAINE

Les plans génie civil

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE DR MOULAY TAHAR SAIDA
FACULTR DES SCIENCE ET TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**PROJET DE FIN ETUDE POUR LOBTENTION
DY DIPLOME MASTER 2 EN G ENIE CIVIL**

THEME :

**Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+ sous-sol
a usage multiple**

Projeté par :

**Bouazza Hadjer
Ait Hammou Karima**

Encadre par :

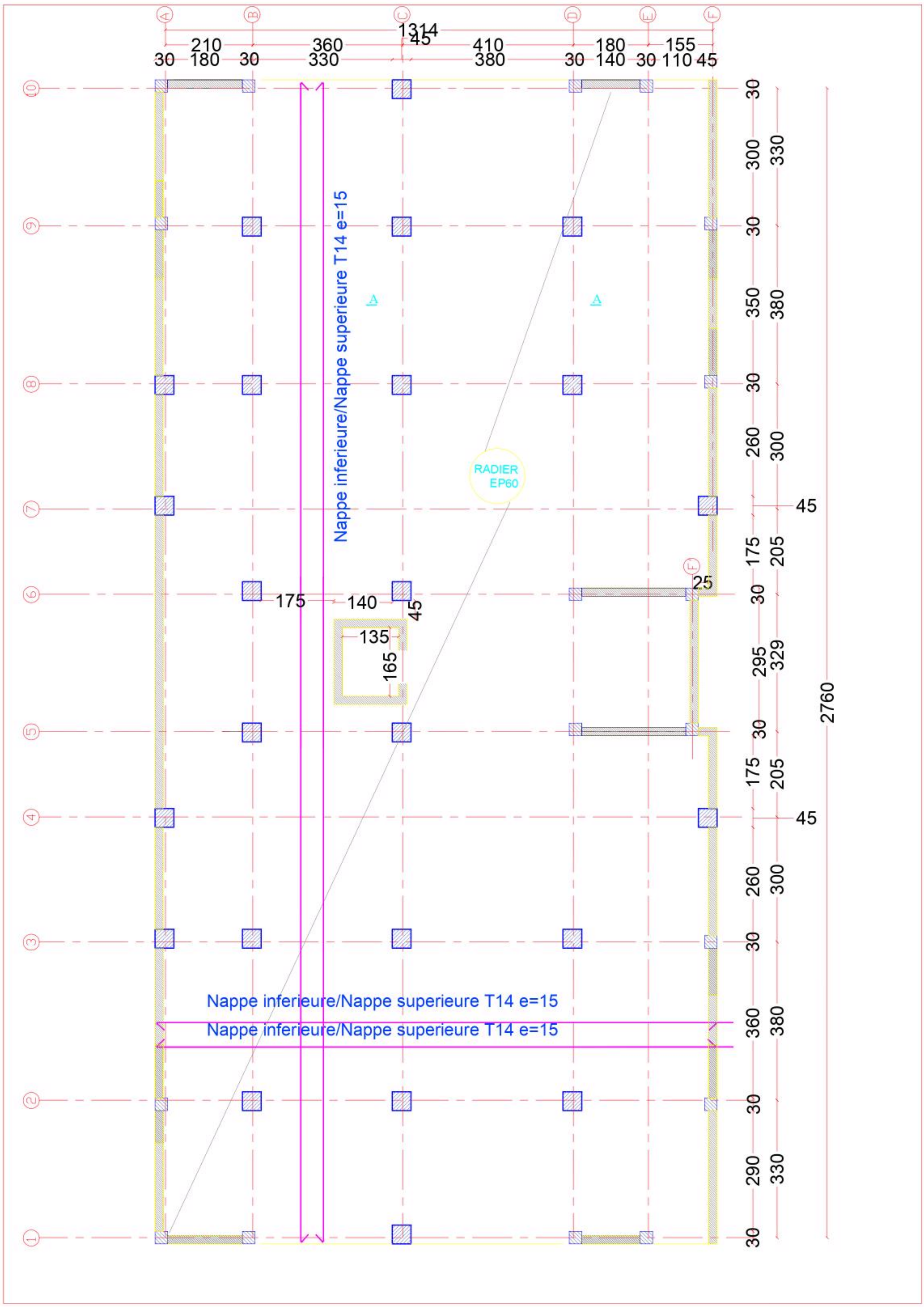
Daoudi Nour El Houda

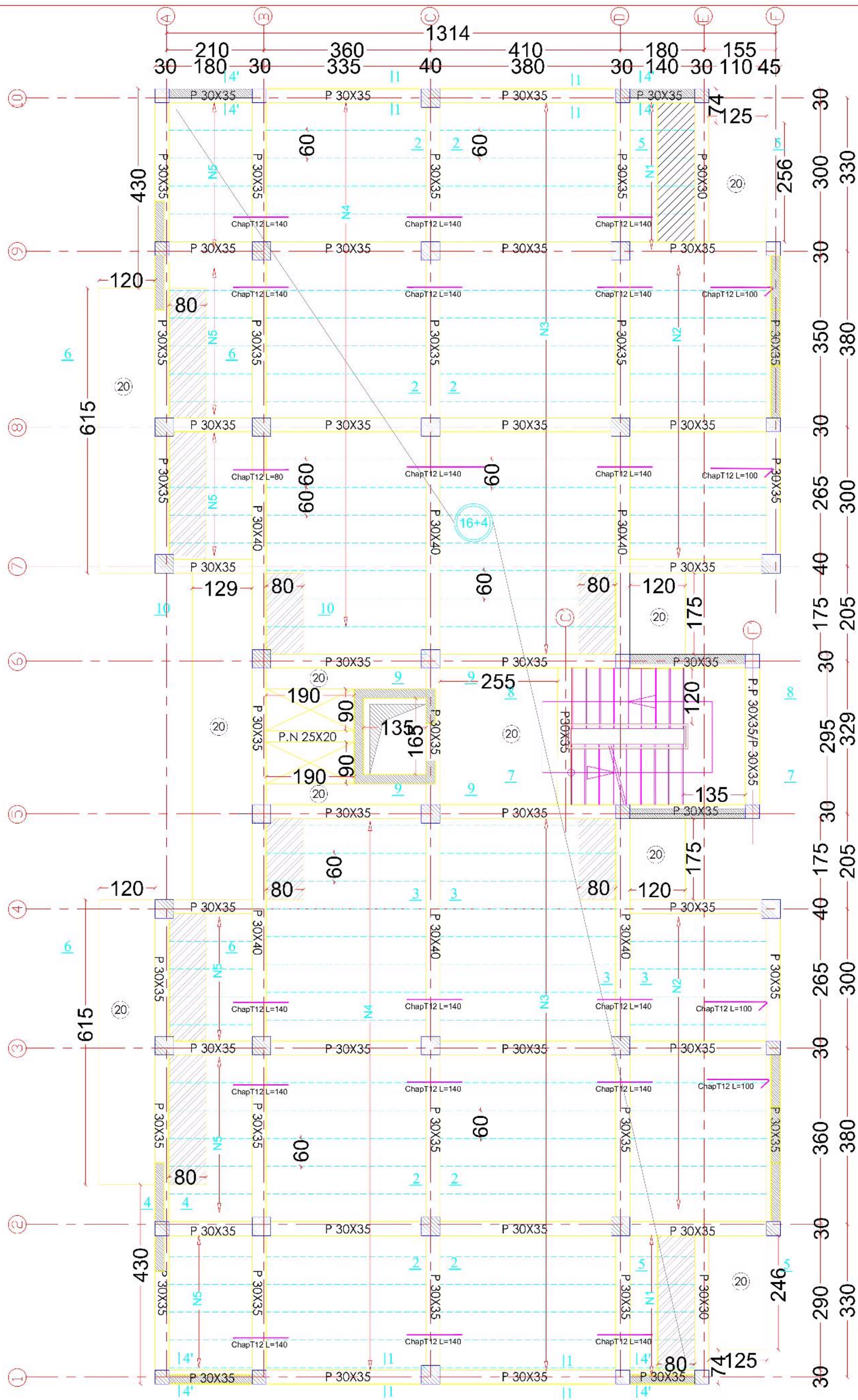
Les plans architecturaux

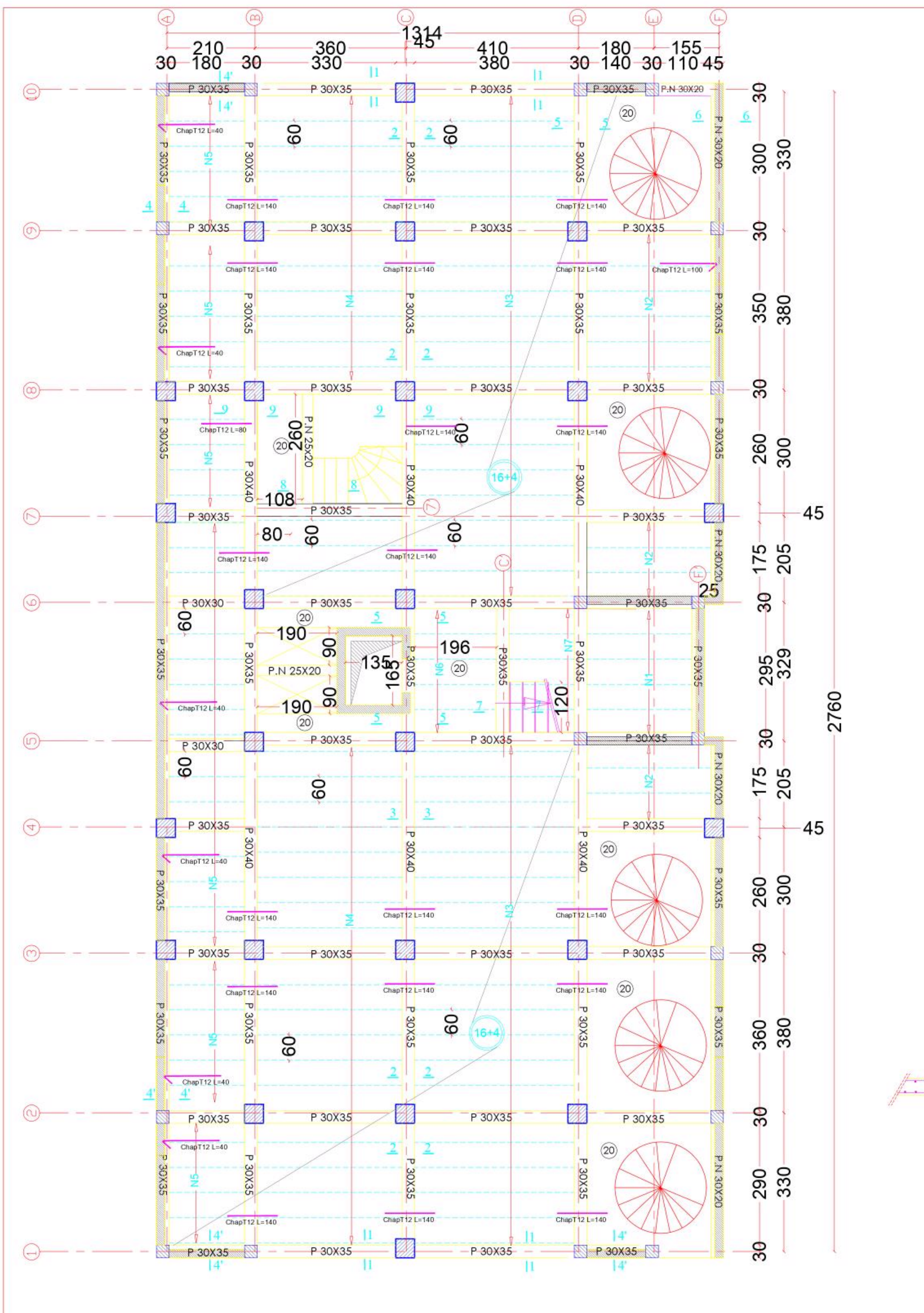
01	Plan de fondation
02	Plan d'étage courante
03	Plan de RDC
04	Ferraillage des poutres
04	Coffrage et ferraillage du voile périphérique
05	Déposition des poteaux et voiles
06	Ferraillage des voiles
08	Ferraillage des poteaux

ECHELLES : 1/50

DATE : juin 2025



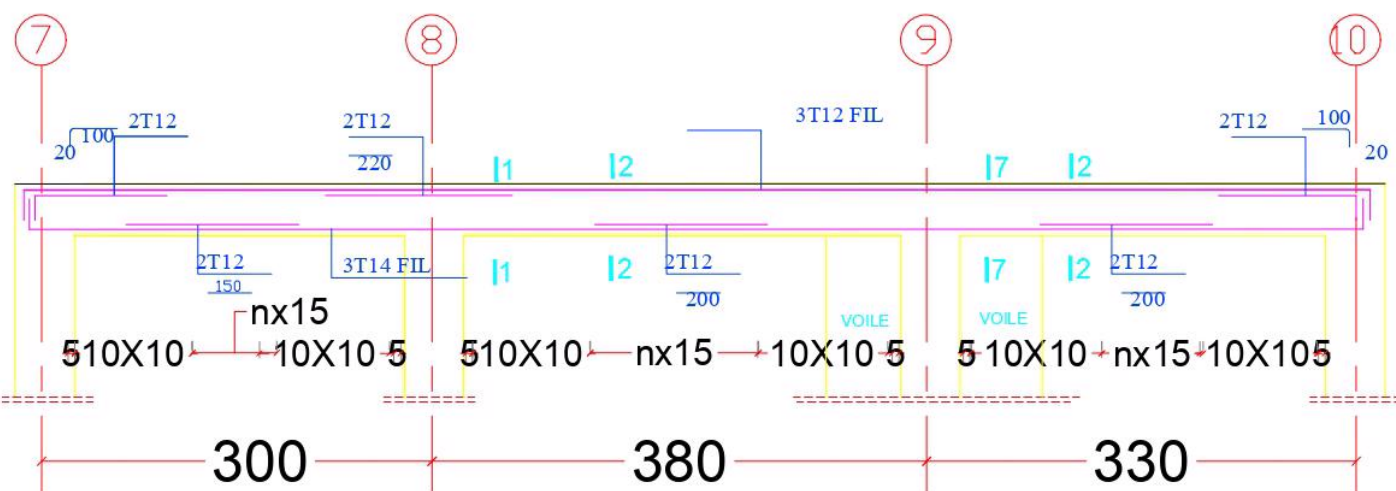
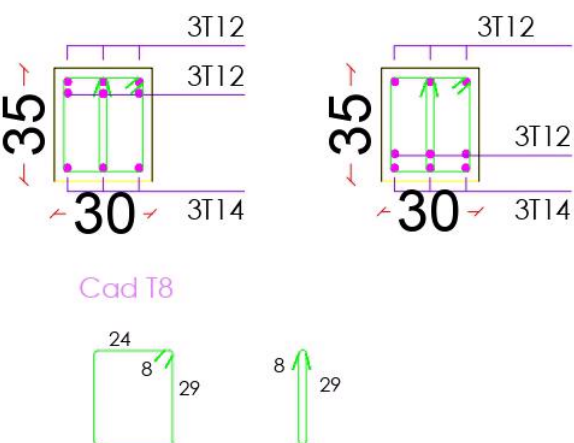
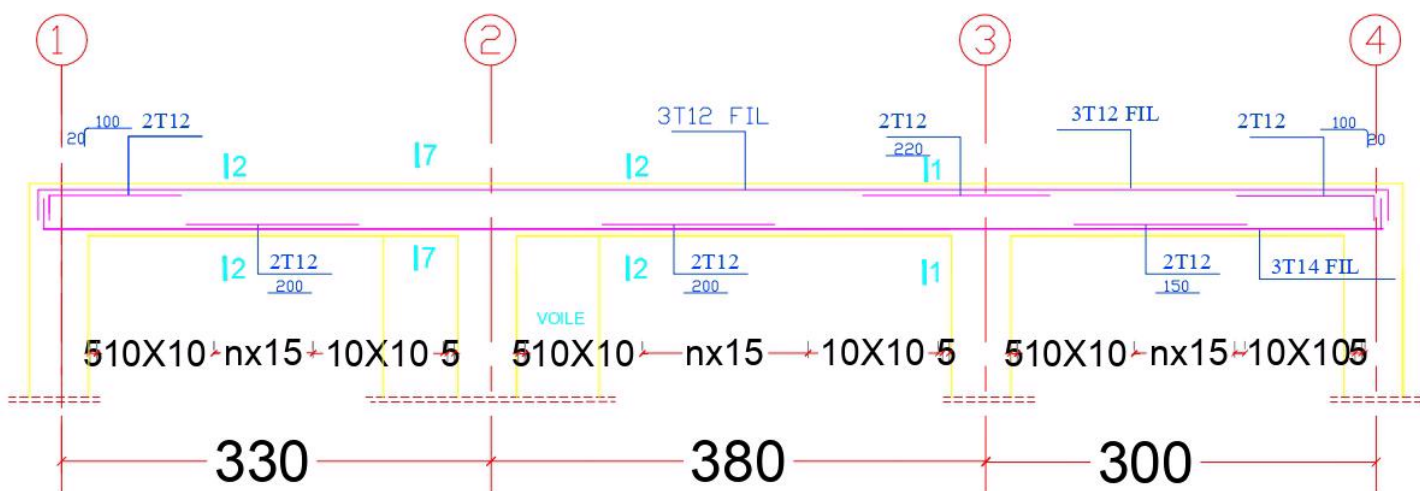




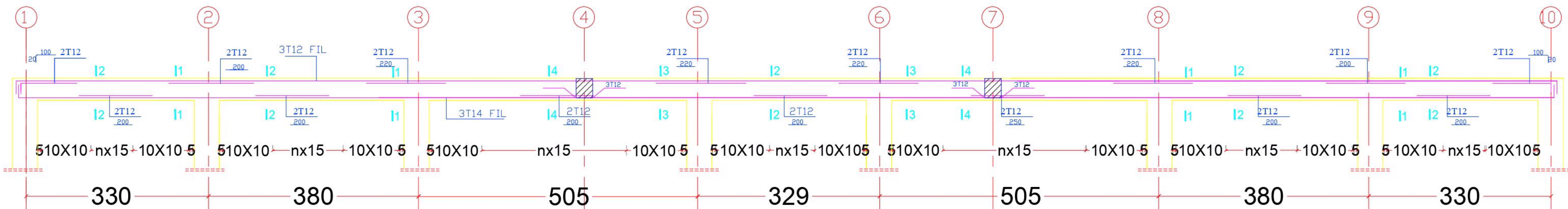
POUTRE (30X35) FILE A NIV HAUT MEZZANINE /ETAGE COURANT

[Coupe 1-1](#)

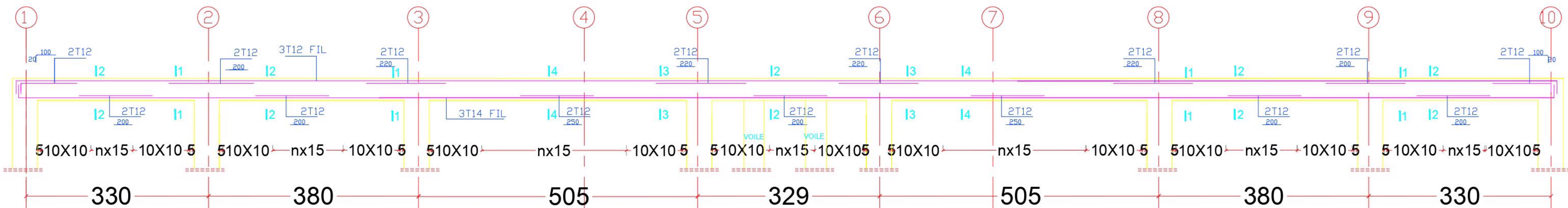
[Coupe 2-2](#)



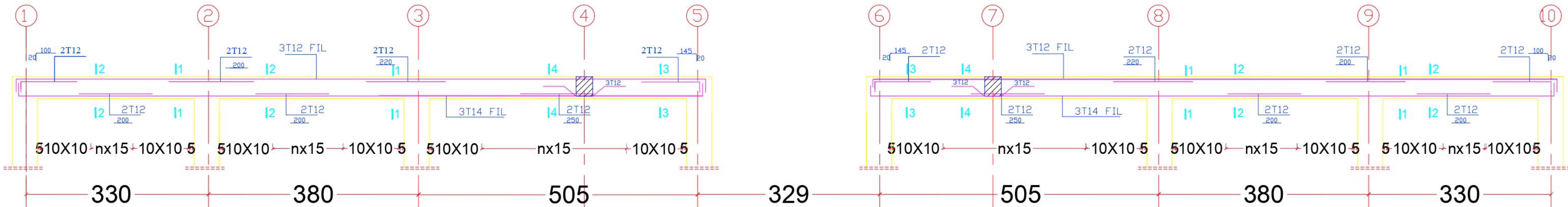
POUTRE (30X35) / (30X40) FILE B NIV ETAGE COURANT/HAUT MEZZANINE /HAUT RDC /HAUT S/S



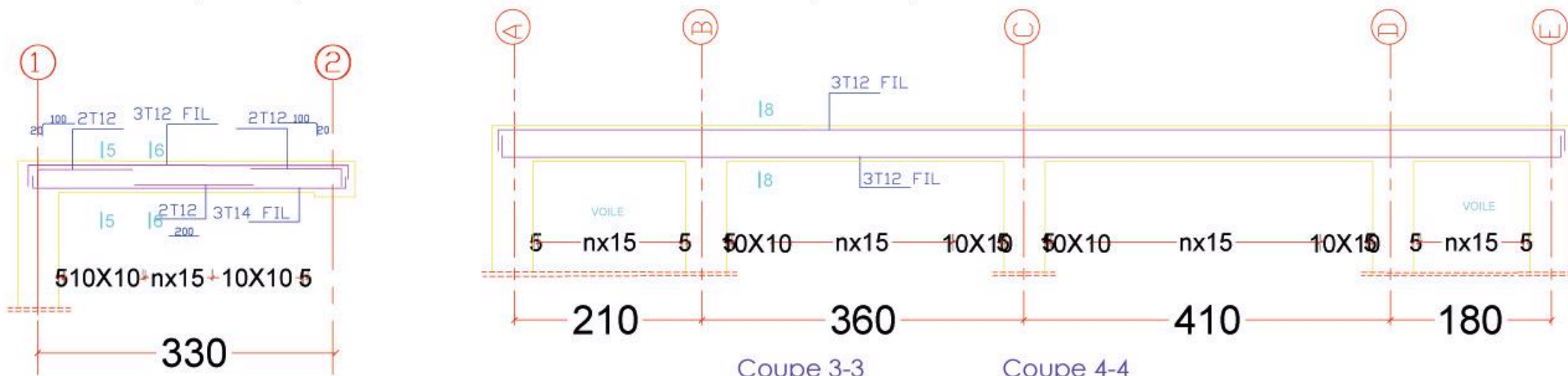
POUTRE (30X35) / (30X40) FILE C NIV / ETAGE COURANT



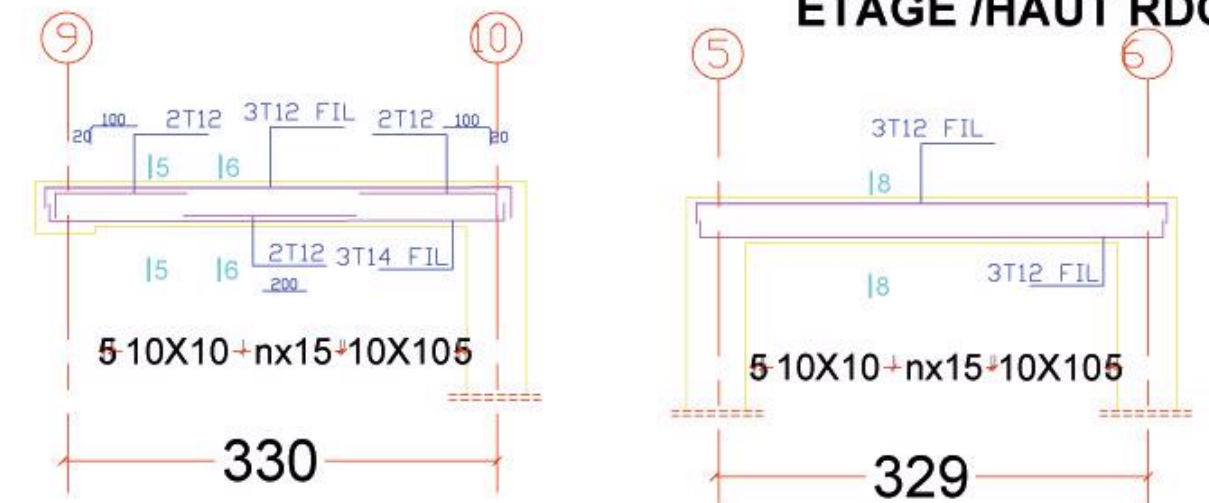
POUTRE (30X35) / (30X40) FILE D NIV ETAGE COURANT



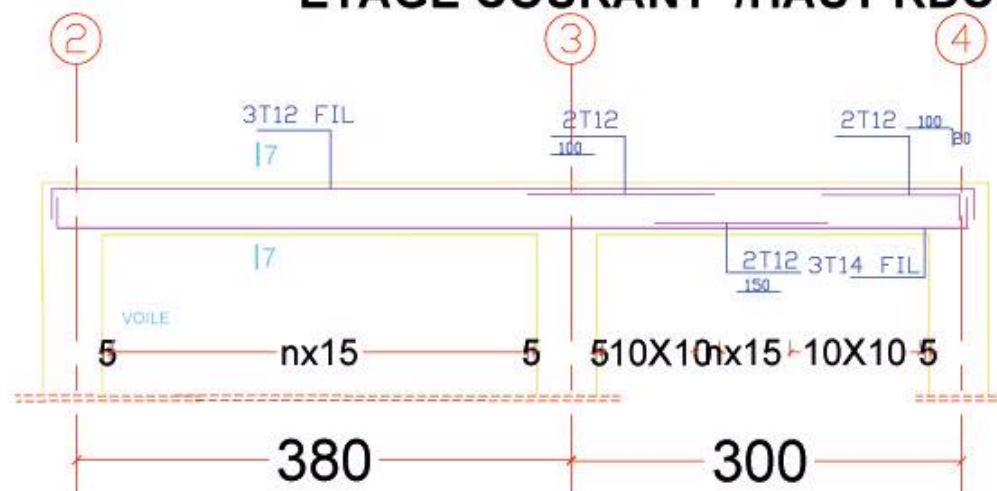
POUTRE (30X35) FILE E NIV ETAGE **POUTRE (30X35) FILE 1/10 NIV ETAGE COURANT //HAUT RDC/HAUT S/S**



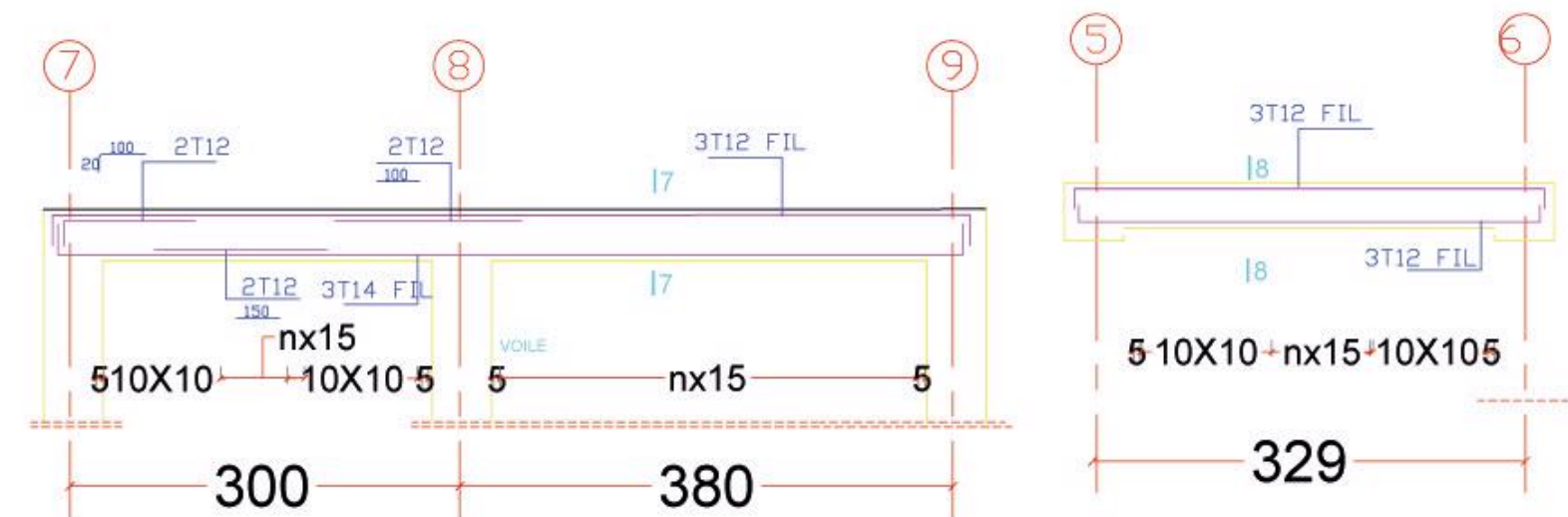
POUTRE (30X35) FILE F' NIV ETAGE /HAUT RDC



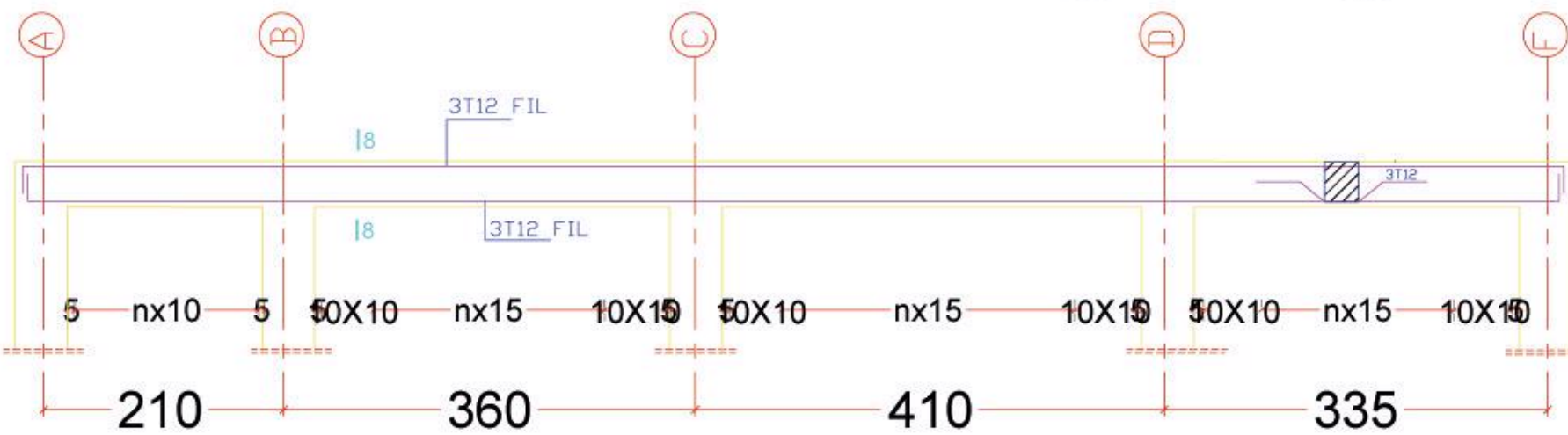
POUTRE (30X35) FILE F NIV ETAGE COURANT /HAUT RDC



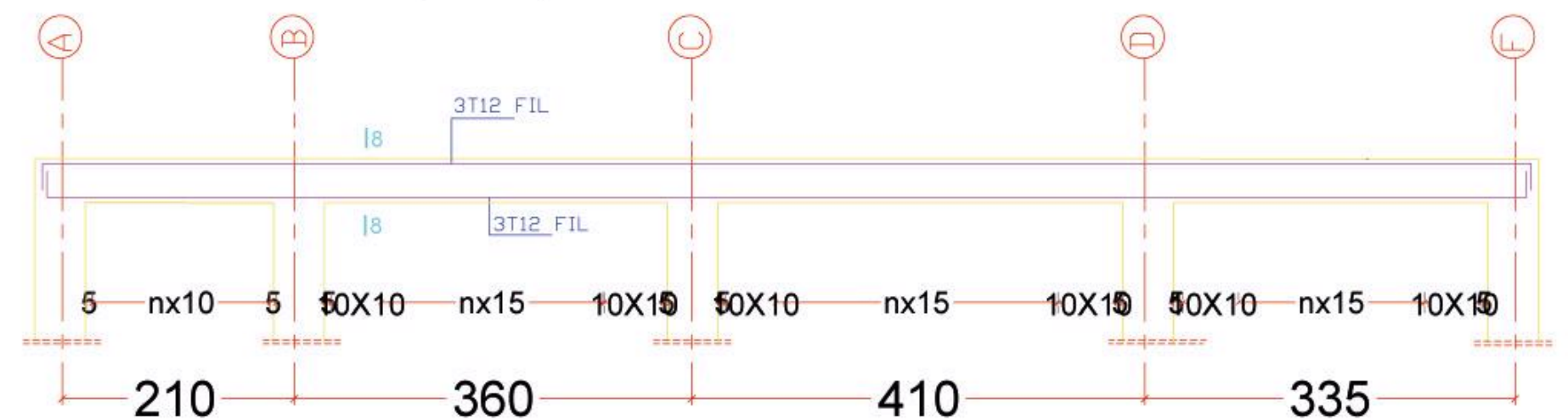
POUTRE (30X35) FILE C' NIV ETAGE COURANT P/HAUT RDC/HAUT S/S



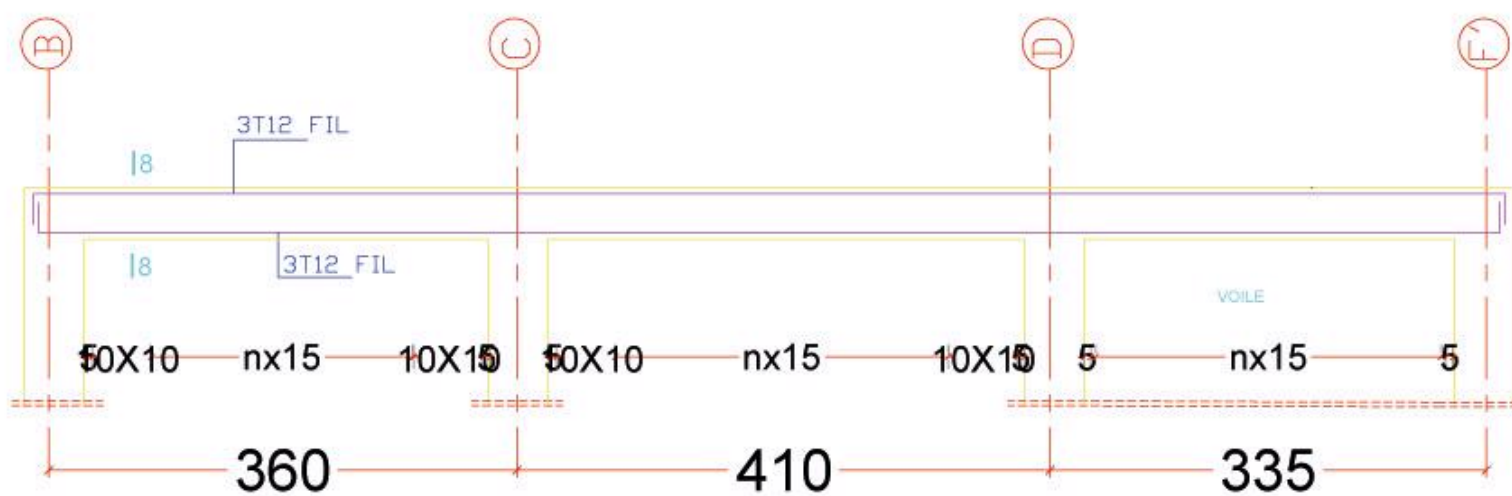
POUTRE (30X35) FILE 2/9 NIV ETAGE COURANT / /HAUT RDC



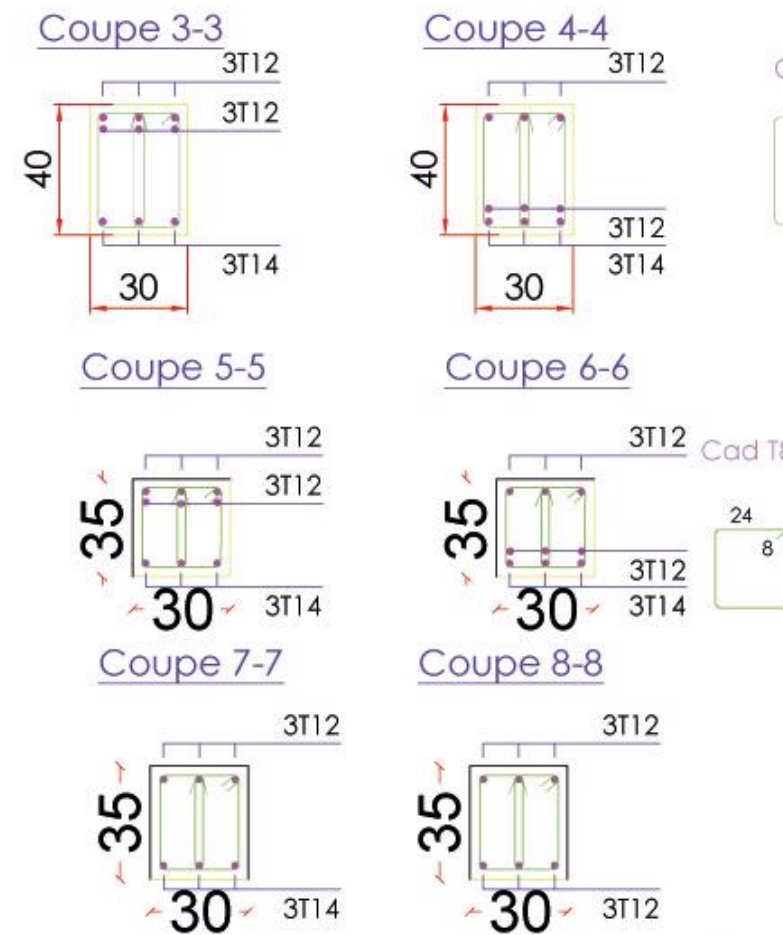
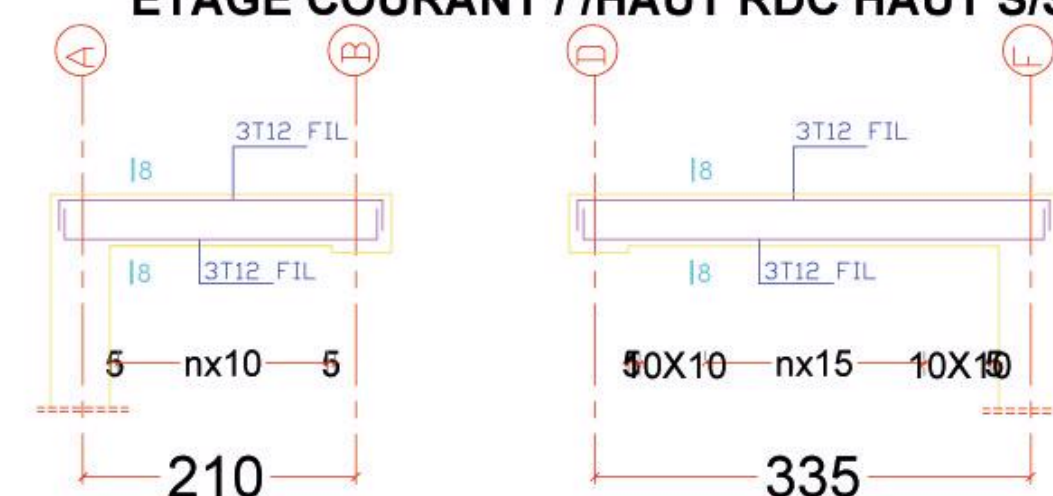
POUTRE (30X35) FILE 3/8 NIV ETAGE COURANT //HAUT RDC /HAUT S/S



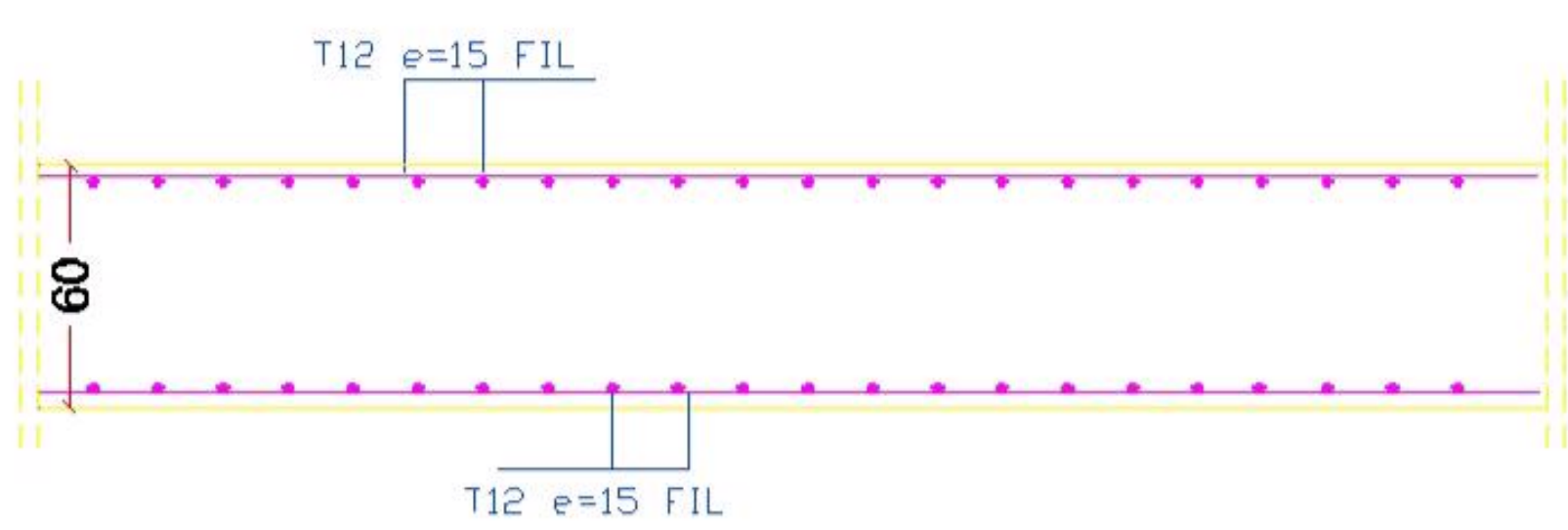
POUTRE (30X35) FILE 5/6 NIV /ETAGE COURANT



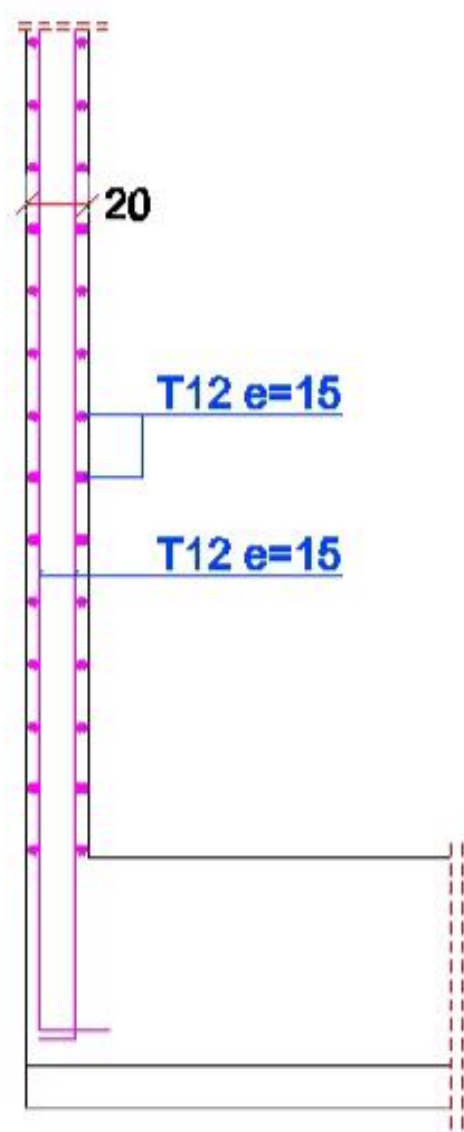
POUTRE (30X35) FILE 4/7 NIV ETAGE COURANT //HAUT RDC HAUT S/S

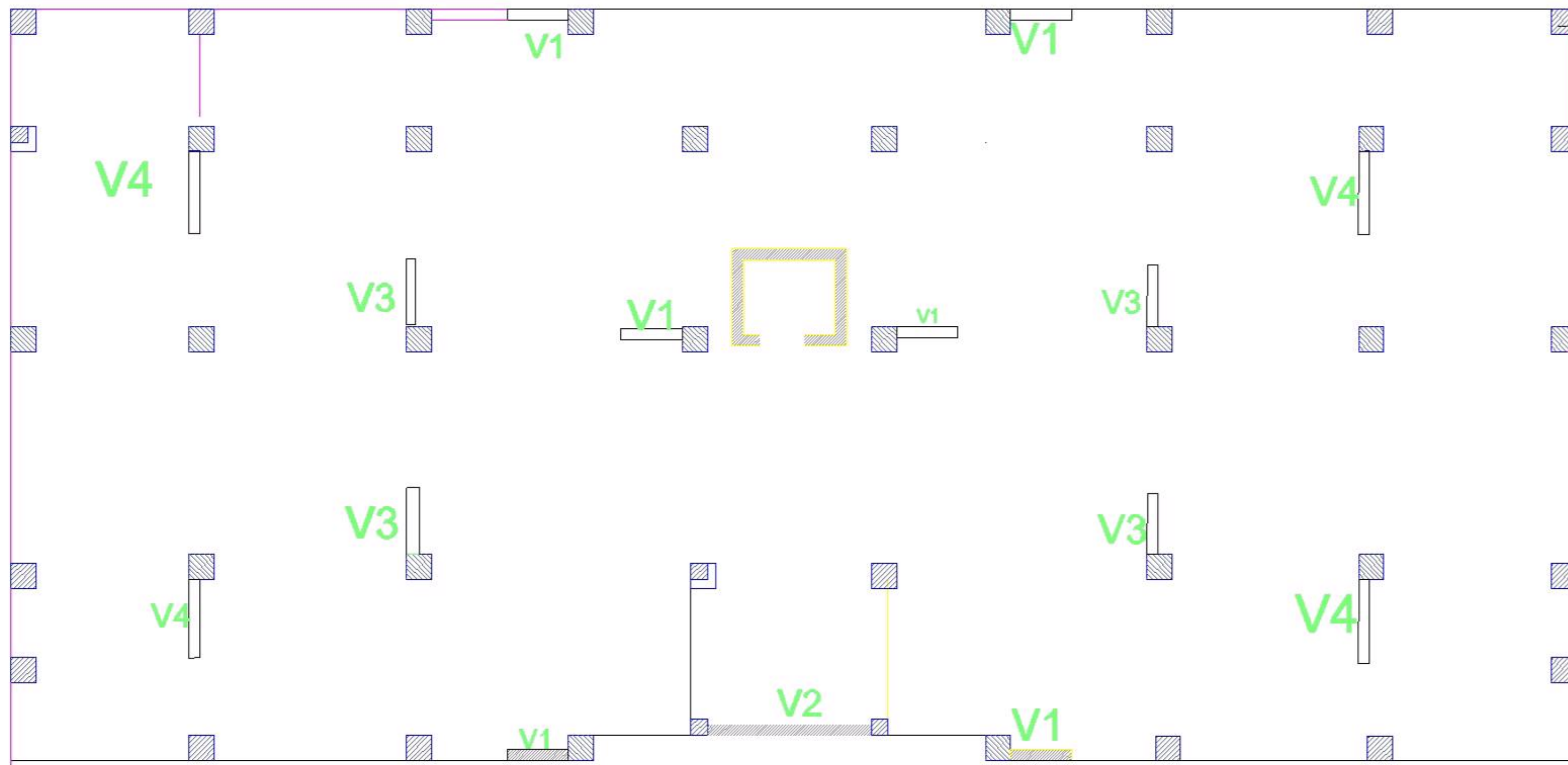


coupe A-A

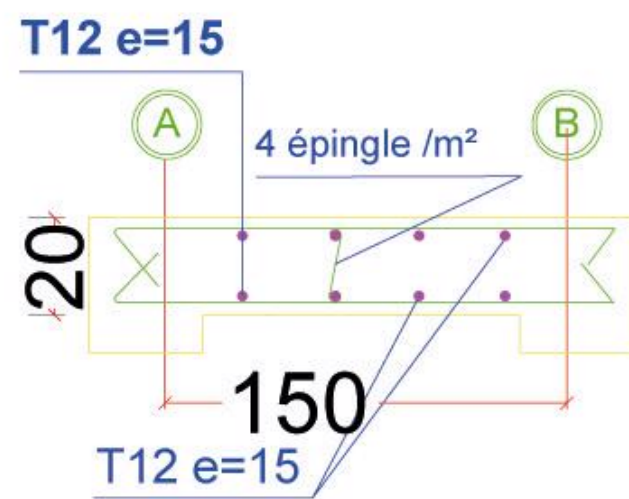


Coffrage et Ferrailage
du voile périphérique

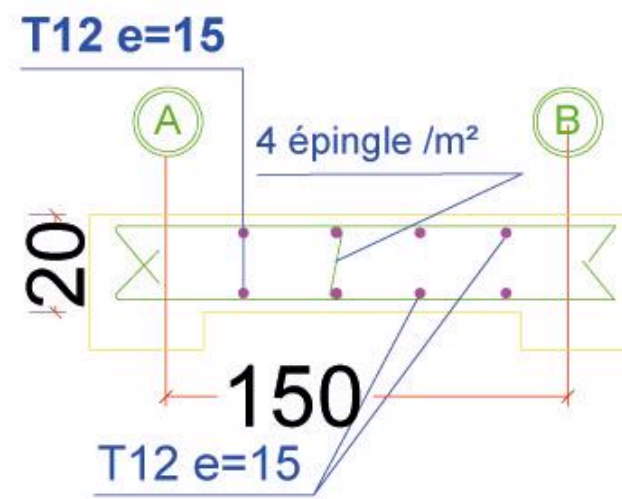




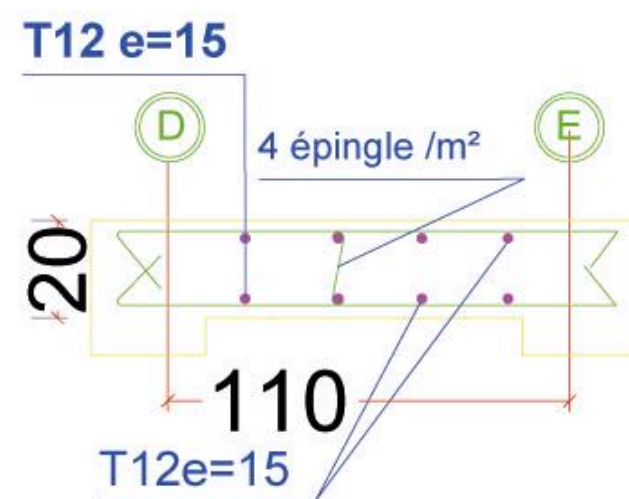
Coupe 1 - 1



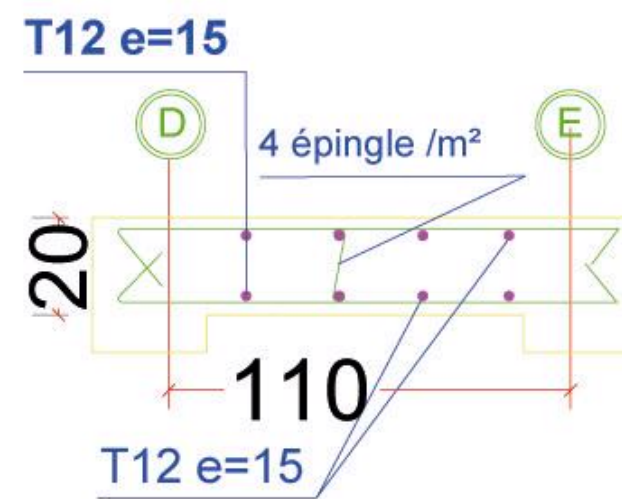
Coupe 2 - 2



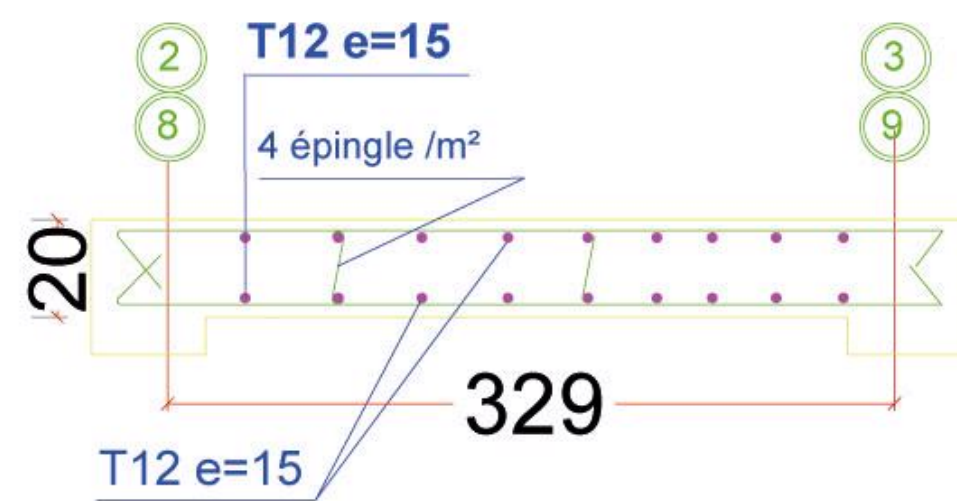
Coupe 1 - 1



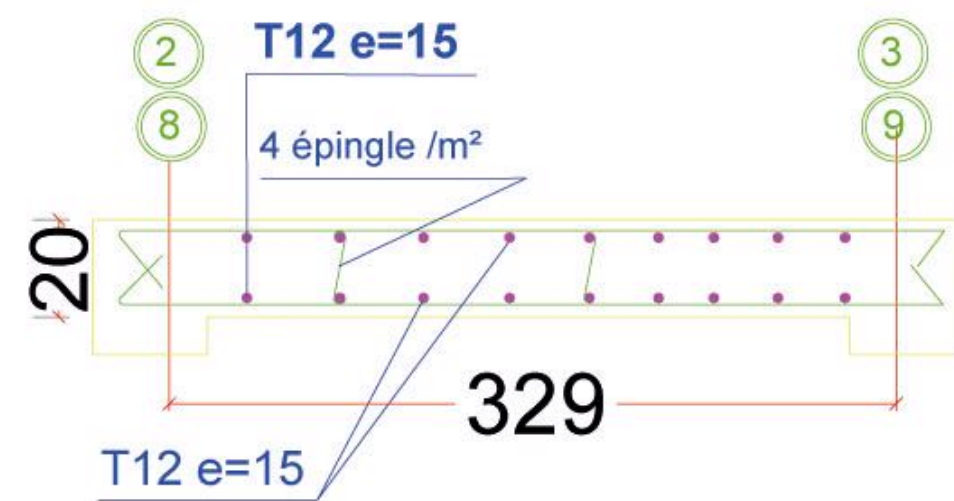
Coupe 2 - 2



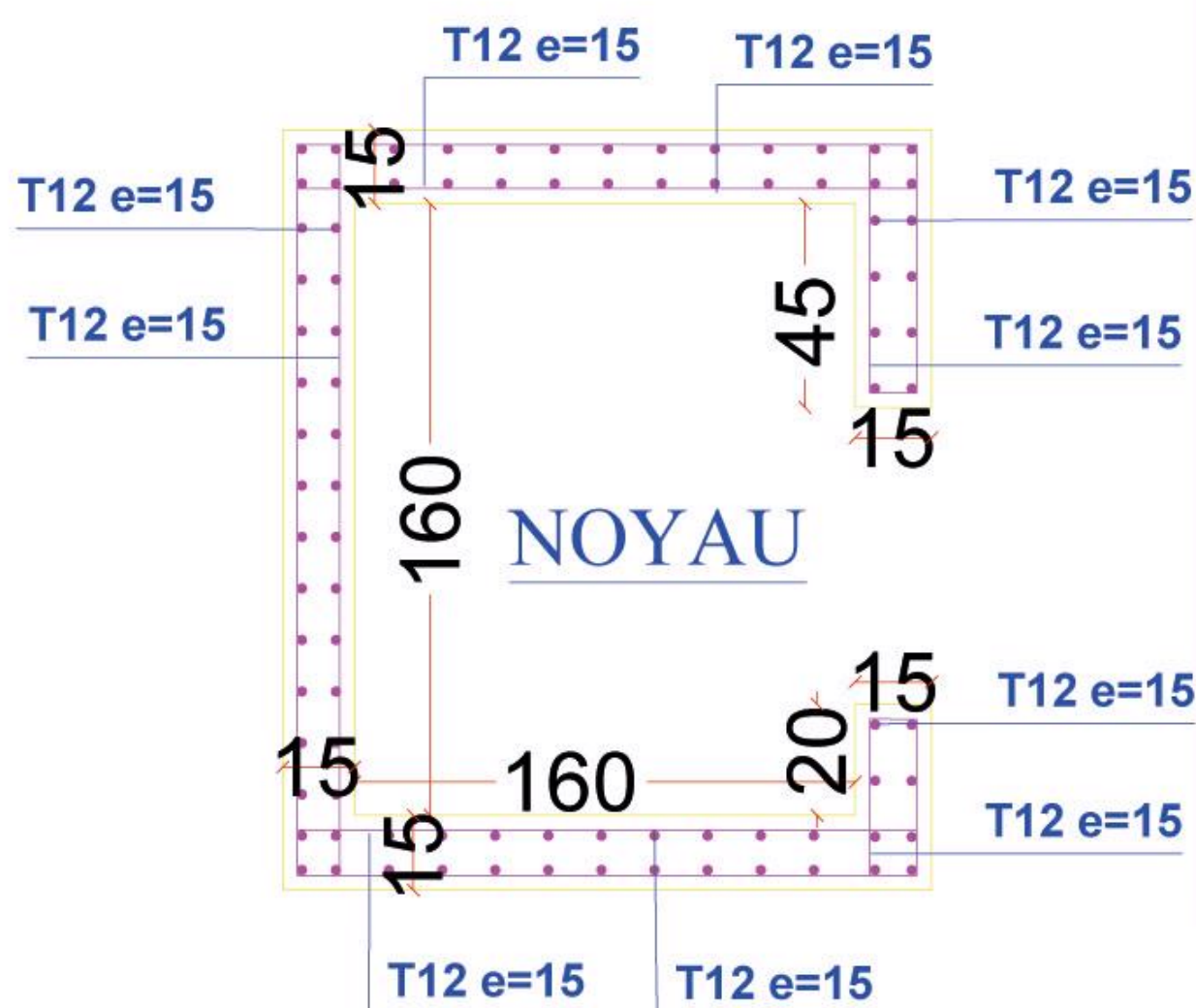
Coupe 1 - 1



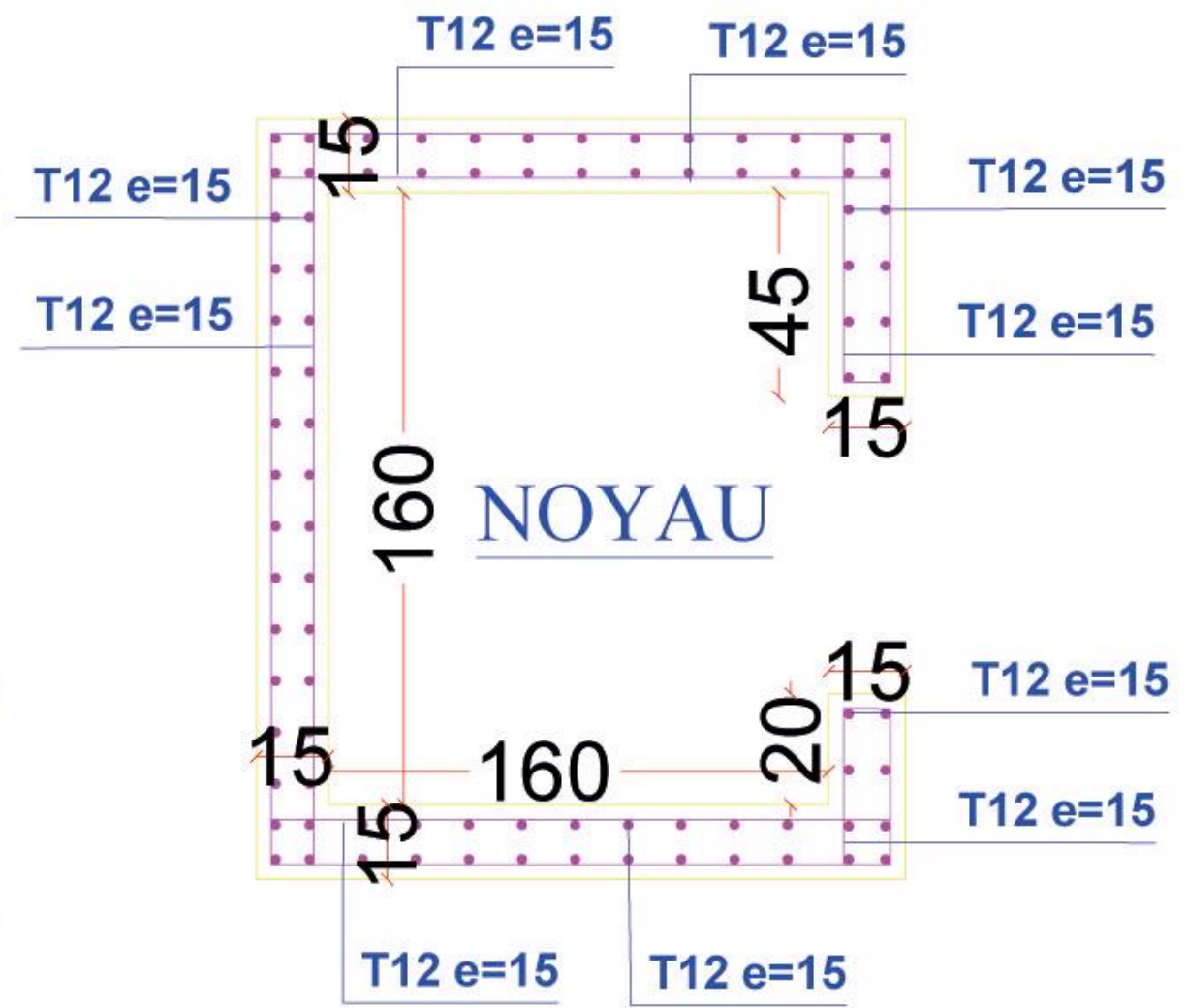
Coupe 2 - 2



NIV FONDATION/-3.06/+0.00/+3.06/+6.12

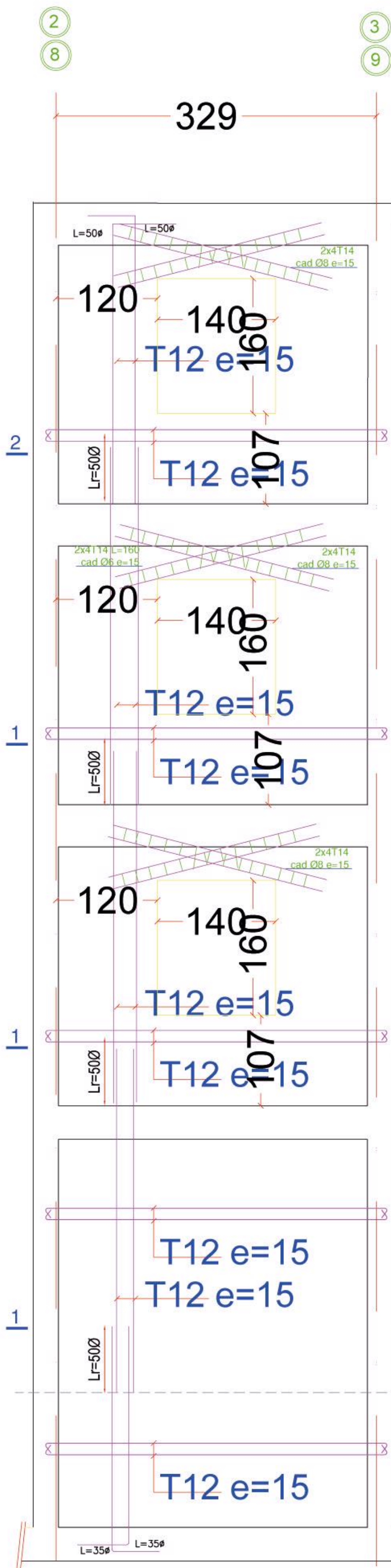


NIV +9.18/+12.24/+18.36/+21.42/+24.48/+27.54
/+30.60



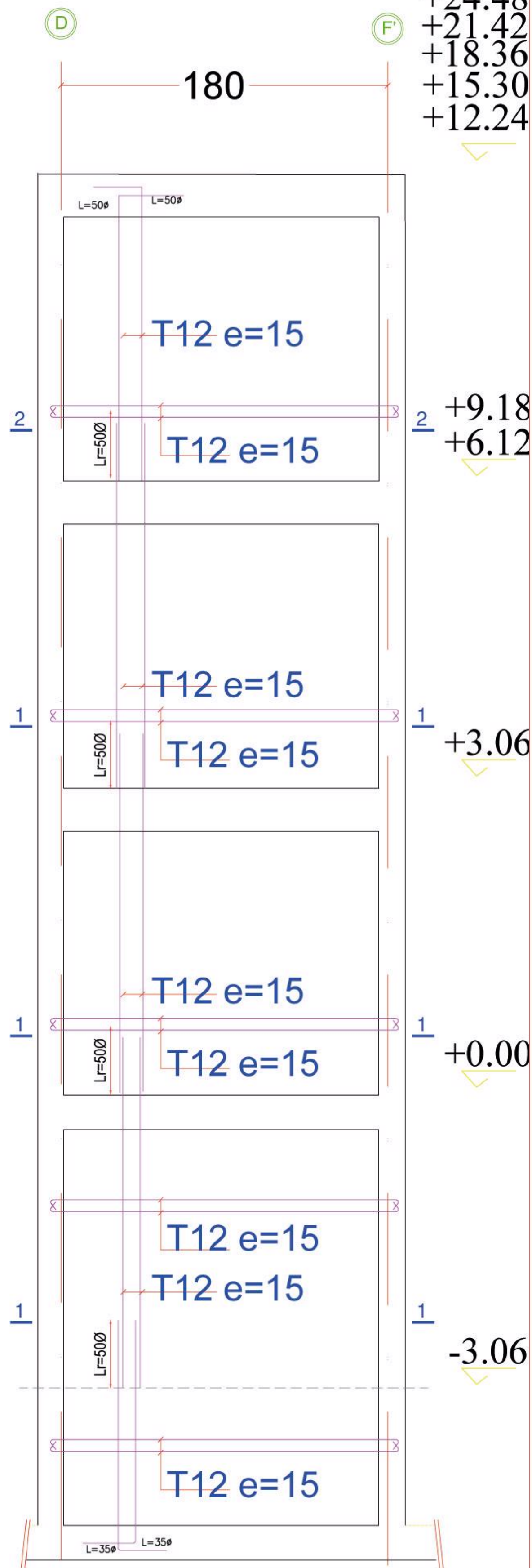
Voile V2

+30.60
+27.54
+24.48
+21.42
+18.36
+15.30
+12.24



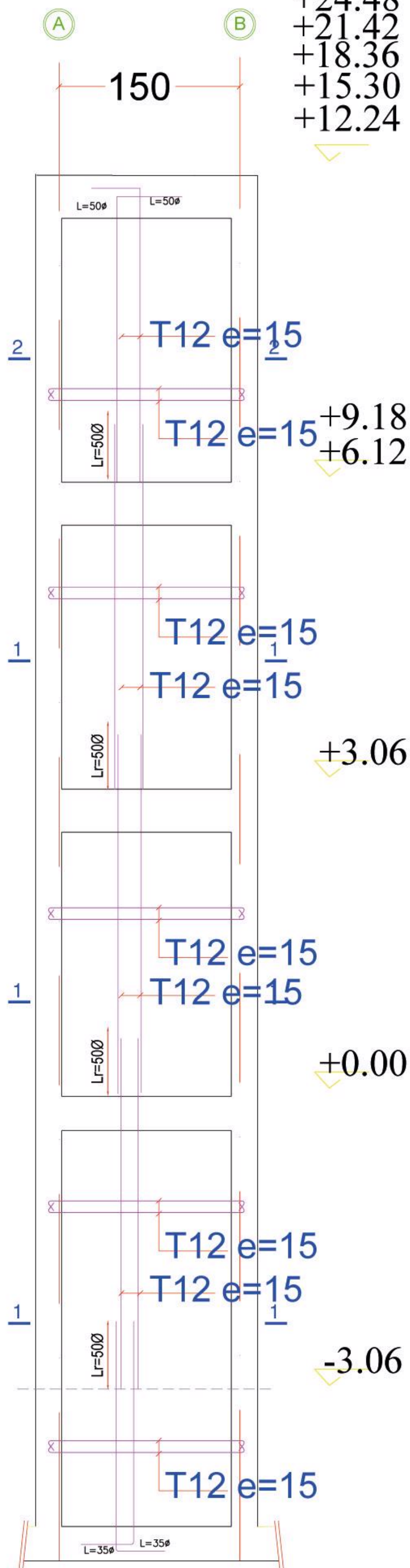
Voile 4

+30.60
+27.54
+24.48
+21.42
+18.36
+15.30
+12.24



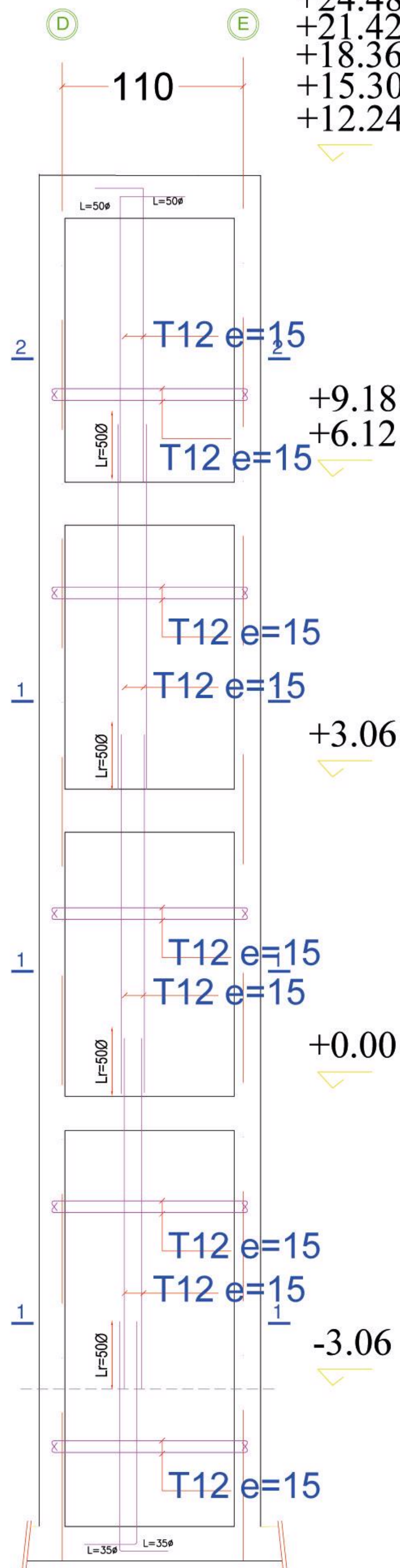
Voile 3

+30.60
+27.54
+24.48
+21.42
+18.36
+15.30
+12.24



Voile V1

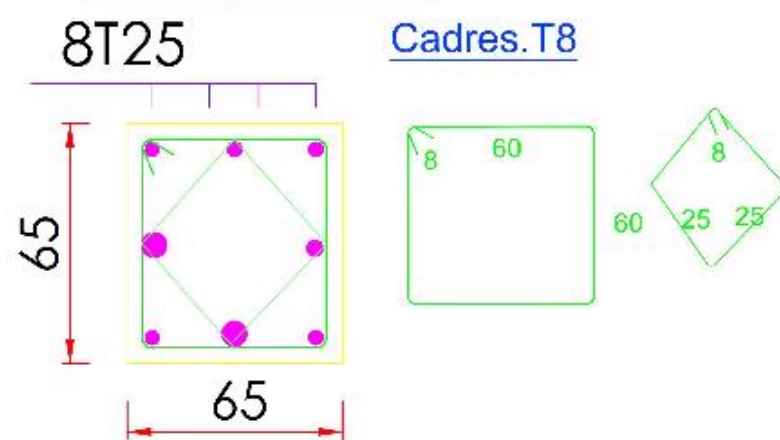
+30.60
+27.54
+24.48
+21.42
+18.36
+15.30
+12.24



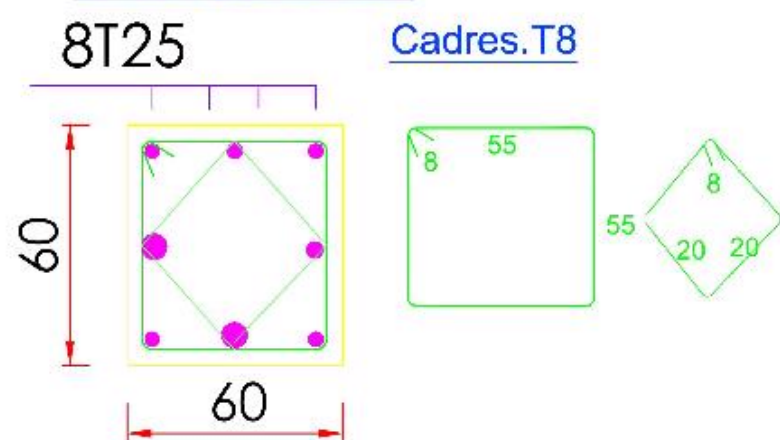
P(65X65)/(60X60)/(55X55)/(50x50)

+33.66

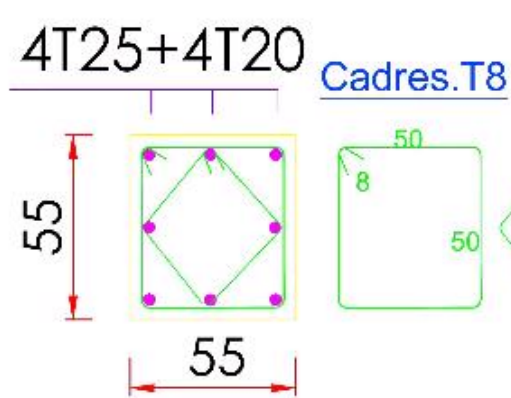
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4

