الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique

N°Ref : ……

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Etude D'un Bâtiment (R+5) à Usage D'habitation Contreventé Par Des Voiles

Réalisé par :

- **CHAHNA Fatma**
- **KHENNOUF Yousra**

Soutenu devant le jury :

Mr. TALEB Hosni Abderrahmane	**Promoteur**
Mr. RABHI Mostafa	**Examinateur**
Mr. BENZAID Mahdi	**Président**

Année universitaire : 2024/2025

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A la lumière de mes jours, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; Ma très chère et douce mère, Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de mes efforts et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Que dieu te bénisse et te garde.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et ma source de joie et de bonheur, Mon père Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Que dieu te garde pour moi.

Mes sœurs Rima, Chaima ; et mes frères Walid et Houssam sans oublier les petites Siradj, Haithem, Miral, Soundous, Nail

A tous les membres de ma famille, petits et grands.

A mon amie intime, ma sœur Amina, un profond respect et un remerciement particulier pour ton encouragement et ton aide.

A mon amie intime, ma sœur Ikram, un profond respect et un remerciement particulier pour ton encouragement et ton aide.

A mon très cher binôme : Yousra.

A toutes mes amies : Imen, Djouaida, Imen, Ghada, Lamiss, Maram, Soundous, Khira, widad ,Abir,Sara….

A tous mes collègues de la promotion GC. Structures 2025

FATMA

DEDICACE

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui Je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A mon cher père : Ahmed.

A ma chère mère : Soraya.

A ma sœur : Manel.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches : Samar, Hayfa, Ikram, Hanine, Iman, Abir, Djouda qui m'ont soutenu.

A mon très cher binôme : Fatima.

A toute la promotion de GC. Structures 2025.

Je dédie ce modeste travail.

YOUSRA

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadreurs ***Mr. TALEB Hosni Abderrahmane*** *pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de cet ouvrage.*

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury ***Mr. RABHI MOSTAFA*** *et* ***Mr. BENZAID MAHDI*** *d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Résumé :

Le présent travail a pour but d'étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages, contreventé par des voiles. Ce projet est destiné à être implanté dans la wilaya de **MILA**, classée en zone sismique **IIa** selon le **RPA 99/V 2003**. Les règlements de calcul, tels que **RPA 99/V 2003, CBA 93 et BAEL**, ont été utilisés pour le dimensionnement et les vérifications nécessaires des différents éléments de la structure. Le **logiciel Robot 2014** a également été employé pour modéliser la structure et analyser sa réponse sismique, avec et sans voiles, afin de déterminer les sollicitations (N, M, T) indispensables au ferraillage des éléments structuraux. Cette étude nous a permis d'appliquer efficacement les règlements de calcul en génie civil ainsi que d'exploiter les logiciels de modélisation pour l'analyse et la conception de la structure.

Abstract:

This study aims to analyze a residential building consisting of a ground floor and five upper floors, braced by shear walls. The project is intended for construction in the Mila province, classified as seismic zone IIa according to the Algerian seismic regulations RPA 99/V 2003.Design and verification of the structural elements were carried out using the RPA 99/V 2003, CBA 93, and BAEL standards. The Robot 2014 software was employed to model the structure and analyze its seismic response, both with and without shear walls, to determine the forces (N, M, T) necessary for the reinforcement of the structural components. This study enabled the effective application of civil engineering design codes and the utilization of modeling software for the analysis and design of the structure.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة مبنى سكني مكون من طابق أرضي وخمسة طوابق، مزود بجدران مقاومة للزلازل .يُخطط لتنفيذ هذا المشروع في ولاية ميلة، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقًا للمعايير الجزائريةRPA 99/V 2003 .

تم استخدام القوانين التنظيمية مثلRPA 99/V 2003 ، CBA 93، و BAELفي تصميم والتحقق من الأبعاد اللازمة للعناصر المختلفة في الهيكل .كما تم استخدام برنامج Robot 2014 لنمذجة الهيكل وتحليل استجابته الزلزالية، مع وبدون جدران مقاومة، لتحديد القوى (T , N,M) اللازمة لتسليح العناصر الهيكلية .سمحت هذه الدراسة بتطبيق فعال للقوانين التنظيمية في مجال الهندسة المدنية والاستفادة من برامج النمذجة لتحليل وتصميم الهيكل.

SOMMAIRE

Dédicace

Remerciements

Résumé

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Liste des symboles

Introduction Générale……..…….....1

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction…….……...……...3

I.2 Présentation de l'ouvrage……..…….…...….....3

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment…….……..…….....……3

I.4 Caractéristiques géométriques du sol…….…….....11

I.5 Description de l'ossature……..……..11

I.6 Règles et hypothèses de calcul……....….....12

I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)…….……...……12

I.6.2 Règlement (BAEL 91)…….....12

I.6.2.1 États limites ultimes (ELU) ……13

I.6.2.2 États limites de service (ELS)……..14

I.6.3 Nature des actions …….…….....14

I.6.3.1 Action permanente……...14

I.6.3.2 Action variable ……..….....14

I.6.3.3 Action accidentelle ……..……...14

I .6.4 Combinaison d'action……...….....14

I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux…….……..15

I .7.1 Béton…….....…….…15

I .7.1.1 Dosage du béton ……15

I.7.1.2 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)…….…16

I.7.1.3 Caractéristiques limites du béton ……...17

I.7.2 Acier……...……..……..19

I.7.2.1Caractères mécaniques ……...19

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet…….……..21

I.9 Conclusion ……..……..…….21

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurauxet non structuraux et évaluation des charges

II.1 Introduction……...……...……..…...……..…...23
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux……..……..…..…….23
II.2.1 Planchers…….……..…23
II.2.1.1 Planchers à corps creux …….……23
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)……..……...……..….……26
II.2.2 Évaluation des charges et des surcharges …….…….…....27
II.2.2.1 charges et des surcharges de Planchers terrasse (inaccessible) ……..…27
II.2.2.2 charges et des surcharges de Planchers étage courant (accessible)…….29
II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux……..……..……..31
II.3.1 Poutres …….…….....31
II.3.1.1 Poutres principales …….31
II.3.1.2 Poutres secondaires…….31
II.3.2 Poteaux ……....…….32
II.3.2.1 Détermination de section de poteaux …….32
II.3.2.2 Descente de charge ……..33
II.3.2.3 Vérification de la section de poteau…….37
II.3.3 Voile.…….……...……...…..……..39
II.4 Conclusion…….....41

Chapitre III : Ferraillage des éléments secondaires (non structuraux)

III.1 Introduction……..……..…….……..……43
III.2. Calcul de l'acrotère …….……..……..43
III.2.1 Définition …….…….……...43
III.2.2 Evaluation des Charges…….……...….……43
III.2.3. Sollicitations ……..……..44
III.2.4 Ferraillage ……..……...45
III.2.4.1 Vérification a L'ELU ……..45
III.2.4.2 Vérification a L'ELS……...47
III.3 Calcul des balcons…….……..……49
III.3.1 Définition …….……..49
III.3.2 Evaluation des charges…….....49
III.3.3 Sollicitations ……...……50
III.3.4 Détermination du ferraillage ……...50

III.4 Calcul des escaliers ……...52
III.4.1 Définition ……..……....52
III.4.2 Terminologie ……..52
III.4.3 Schéma statique ……..……...54
III.4.4 Charges et surcharges……...……..54
III.4.4 Combinaisons des charges…….....……..55
III.4.5.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS ……55
III.4.5.2 Calculs sollicitation……56
III.4.5.3 calcule ferraillage ……..57
III.5 Etude de la poutre palière……...…….……..63
III.5.1 Définition.……...…….……63
III.5.2 Pré dimensionnement…….....64
III.5.3 Evaluation des charges ……...……64
III.5.4 Ferraillage à l'état limite ultime ……..……65
III.5.5 Vérifications nécessaires ……66
III.5.6. Calcul la poutre palière à la torsion ……...68
III.5.7. Schéma de ferraillage……71
III.6 Calcul du plancher……71
III.6.1 Définition.……..……..……..……..……...71
III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure……71
III.6.3. Disposition et type des poutrelles ……..72
III.6.4. Choix de la méthode de calcul ……...73
III.6.4.1 Méthode forfaitaire……...73
III.6.4.2 Méthode Caquot minorée……74
III.6.4.3 Ferraillage des poutrelles …….....89
III.6.4.3.1 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 5 travées) ……89
III.6.4.3.2 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher étage courant (5 travées) ……...95
III.6.4.3.3 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher étage courant (2travée) …….....99
III.6.4.4. Ferraillage de la dalle de compression ……..103
III.7 Conclusion ……..……...104

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction……..….....106
IV.2 objective de l'etude sismique ……...106
IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique…….....106

IV.3.1 Méthode statique équivalente…….....106
IV.3.1.1 Définition ……..106
IV.3.1.2 Principe de la méthode……..107
IV.3.1.3 Modélisation ……107
IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……107
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale …….....107
IV.3.2.1. Principe de la méthode……...107
IV.3.2.2. Modélisation……...108
IV.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale……108
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme ……108
IV.3.3.1. Principe de la méthode ……..….108
IV.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique ……..108
IV.4 Classification de l'ouvrage selon leur importance …….....108
IV.5 Choix de la méthode de calcul…….....109
IV.6 Méthode statique équivalent ……...……...109
IV.6.1 Calcul de la Force Sismique Totale ……109
IV.6.2. Modélisation et résultats ……....112
IV.7Vérification de l'effort tranchant à la base ……...120
IV.8 L'effort tranchant de chaque niveaux ……...……..120
IV.9 Vérification des déplacements ……120
IV.10 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ……...……...121
IV.11Vérification de l'effort normal réduit …….....122
IV.12. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment ……..122
IV.13 Vérification au renversement……123
IV.14 Conclusion……...…….....125

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistant

V.1 Introduction ……127
V.2 Les poutres ……..……...……127
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 ……..127
V.2.1.Les combinaisons de calcul……..…….....128
V.2.3. Ferraillage des poutres ……..…..128
V.2.2.1 Ferraillage des poutres principales ……..…128
V.2.3.2 Le ferraillage des poutres secondaire ……..…135
V.3 Ferraillage des poteaux…….…….....139

V.3.1 Introduction……139
V.3.2. Méthode de ferraillage……...139
V.3.3 Hypothèses de calcul ……..140
V.3.4 Etat limite de stabilité de forme ……140
V.3.5 Détermination des sections d'acier ……....140
V.4.Recommandations des règlements……144
V.4.1 Armatures longitudinales ……...144
V.4.2 Armatures transversales ……..……..146
V.4.3 Vérifications ……..……...147
V.4.Les voiles ……..……150
V.4.1 Introduction ……..……..150
V.4.2 Recommandations du RPA99/2003 ……..……150
V.4.3 Les combinaisons de calcul ……..……...151
V.4.4. Sollicitations de calcul ……...152
V.4.5.Etude de la section soumise à la flexion composée……..……..153
V.4.6.Le ferraillage des voiles de sens longitudinales……..……..……..154
V.4.6.1 Le ferraillage vertical ……155
V.4.6.2. Le ferraillage horizontal ……...157
V.4.6.3. Schéma de Ferraillage ……..158
V.4.7. Le ferraillage des voiles de sens transversal……..……...……159
V.4.7.1 Le ferraillage vertical ……159
V.4.7.2. Le ferraillage horizontal……161
V.4.7.3. Schéma de Ferraillage ……..163
V.5 Conclusion……..……...……..163

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1 Introduction ……..……...165
VI.2 Les Fondations ……..……...165
VI.2.1.Les combinaisons ……..……...165
VI.2.2.Etude du sol……..……...165
VI.2.3.choix de type de fondation……..……..……..166
VI.2.3.1Vérification de la semelle isolée……..……166
VI.2.3.2 Vérification de la semelle filante……..……..167
VI.2.4.Calcul de la semelle filante croisée ……..……..……169
VI.2.4.1.Le Prédimensionnement……..……..……....169

VI.2.4.2.Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité……..……170
VI.2.4.3.1.Ferraillage de la semelle.……..…..…….……171
VI.2.4.3.2. Ferraillage de la poutre de rigidité……..172
VI.2.5. Vérification à L'ELS……..…..……..……...……175
VI.2.6.Vérification au poinçonnement……..……..……..…..……...…175
VI.2.7 Schéma de ferraillage…….…..…….…….…….…….....176
VI.2.8. L'étude des longrines ……..……..……..……..……...177
VI.2.8. 1.Pré-dimensionnement ……177
VI.2.8.2. Ferraillage de la longrine ……177
VI.2.8.3. Schéma de ferraillage……..178
VI.3.Conclusion ……..……..……..……178
Conclusion Générale...……..…..……180
Références
Annexes

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage…….3
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers ……19
Tableau I.3 : Tableaux caractéristiques des matériaux utilisés dans notre projet……21

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurauxet non structuraux et évaluation des charges

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse à corps creux……..28
Tableau II.2: Charge pour plancher terrasse à dalle plaine……..28
Tableau II.3: Charge pour plancher étage courant à corps creux…….29
Tableau II.4: Charge pour plancher étage courant à dalle plaine…….30
Tableau II.5: Charge permanente de cloison intérieure……..….30
Tableau II.6: Charge permanente de cloison extérieure……..30
Tableau II .7 : Dégression des charges……..……..34
Tableau II .8 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire)……..…35-36
Tableau II .9 : Résultats des vérifications à la compression simple……..……..38
Tableau II .10 : Résultats des vérifications au flambement…….39
Tableau II .11 : Résultats des calculs des éléments structuraux et non structuraux……..……41

Chapitre III : Ferraillage des éléments secondaires(non structuraux)

Tableau III.1 : Charge permanente et exploitation de l'acrotère……..……..44
Tableau III.2 : Charges permanentes de palier……...…….54
Tableau III.3 : Charges permanentes de Paillasse……...……55
Tableau III.4 : Evaluation de charges escalier……..……...55
Tableau III.5 : Tableau de ferraillage à l'ELU……...…….58
Tableau III.6 : Tableau de ferraillage à l'ELU……...…….59
Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS……60
Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS……61
Tableau III.9 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple……..66
Tableau III.10 : Vérification a l'ELS de la poutre palière……...……68
Tableau III.11 : Les combinaisons d'action……..……...…72
Tableau III.12 : Les combinaisons d'action d'après la minoration de G (2/3G)…….....76
Tableau III .13 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle plancher terrasse……81

Tableau III .14 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELS pour poutrelle plancher terrasse……..…83
Tableau III .15 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELU pour poutrelle étage courant (05travées)……...…84
Tableau III .16 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchant en travée et appuis à ELS pour poutrelle étage courant (05travées) ……..……...86
Tableau III.17 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELU pour poutrelle étage courant (02travées) ……..87
Tableau III.18 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELS pour poutrelle étage courant (02travées) ……..88
Tableau III .19 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher Terrasse..89.
Tableau III.20: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher terrasse……92
Tableau III.21 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher terrasse……....92
Tableau III.22 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher étage courant…….…..95
Tableau III.23: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher étage courant (05 travées)……....97
Tableau III.24 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher étage courant (05travées) …… …….……97
Tableau III.25 : Les Résultats de vérification à ELS de plancher étage courant (05 travées)……..…….97
Tableau III.26 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher étage courant…..99
Tableau III.27: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher étage courant (05 travées)… …… 101
Tableau III.28 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher étage courant (05 travées) ……101
Tableau III.29 : Les Résultats de vérification à ELS de plancher étage courant (05 travées) …… ……101

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A……..…….109
Tableau IV.2: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2……..…..110
TableauIV.3 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel……...110
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités dans les deux sens……..……110

Tableau IV.5: Valeurs du coefficient de comportement R…….111
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_T……..…111
Tableau IV.7: Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique) …
…… 113
Tableau IV.8: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (Première variante)…….….116
Tableau IV.9: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (Deuxième variante)……..…...117
Tableau IV.10: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (Troisième variante)…….118
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base……...…121
Tableau IV.12: La force sismique de chaque niveau…….……...….121
Tableau IV.13: Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens……121
Tableau IV.14 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx……..……...121
Tableau IV.15 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy……..……...122
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux……..…….122
Tableau IV.17 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion…….…….123
Tableau IV.18: Les résultats de l'excentricité……123
Tableau IV.19 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx)…….124
Tableau IV.20: Les résultats de Vérification au renversement (sens xx)……..124
Tableau IV.21 : Vérification au renversement (sens xx)……...124
Tableau IV.22 : Vérification au renversement (sens yy)……...……124

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistant

Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre principale……..……128
Tableau V.2: Ferraillage des poutres principales……..……130
Tableau V.3 :Vérification au cisaillement…….……132
Tableau V.4 : Vérification a l'ELS de la poutre principale……...……133
Tableau V.5: Ferraillage des poutres secondaires……..135
Tableau V.6 :Vérification au cisaillement…….137
Tableau V.7 : Vérification a l'ELS de la poutre principale……..…….138
Tableau V.8 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques ……..140
Tableau V.9: Sollicitations dans les poteaux. (30×40) trouvées par le ROBOT……..……140
Tableau V.10: Ferraillage longitudinal des poteaux……..……144

Tableau V.11: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux…….145
Tableau V.12: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux…….146
Tableau V.13: Choix des armatures transversales pour les poteaux…….146
Tableau V.14: Justification de la contrainte de cisaillement…….147
Tableau V.15: Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT..….152

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux…….……..168
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles……..168
Tableau VI.3 : Les sollicitations……...…….169

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Plan de RDC……..…4

Figure I.2 : Plan 01 Ier Au 04 Emme Etage…….….5

Figure I.3 : Plan 05 Emme Etage……..6

Figure I.4 : Plan De Toiture…….....7

Figure I.5 : Façade principale…….…..8

Figure I.6: Coupe A-A……..9

Figure I.7: Coupe B-B……..…..10

Figure 1.8: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots..…….....13

Figure I. 9 : Essai de compression……..…….....16

Figure I.10 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELU ……..18

Figure I.11 : Diagramme contrainte -déformation du béton à l'ELS…….19

Figure I.12: Diagramme contraintes déformation de l'acier……..20

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurauxet non structuraux et évaluation des charges

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux…….…24

Figure II.2 : Poutrelle (Les Nervures) …….…...25

Figure II.3 : Les cas des dalles plaines dans notre projet……27

Figure II.4 : Détail plancher terrasse inaccessible…….….27

Figure II.5 : Détail plancher étage courant (accessible)…….……29

Figure II.6 : La section de la poutre principale (30*40)…….……31

Figure II.7 : La section de la poutre secondaire (30*35)……...32

Figure II.8: La section de poteaux (30* 40)…….……..33

Figure II.9: Schémas statique descente des charges…….….34

Figure II.10: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan)…….….34

Figure II.11: Détail surface afférente (sur le plan)……...……..35

Figure II.12: Schémas représenter le choix de facteur de majoration……..…….37

Figure II.13: Coupe d'un voile en élévation …….….39

Figure II.14: Section réduite du voile…….……40

Chapitre III : Ferraillages des éléments secondaires(non structuraux)

Figure III.1: Schéma de l'acrotère……43

Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère et Diagramme des efforts…….....45

Figure III.3: Section théorique pour le ferraillage de l`acrotère……..…..45
Figure III.4: Disposition constructive des armatures de l'acrotère……..…….49
Figure III.5: Schéma statique de balcon +diagramme d'effort et moment……..50
Figure III.6: Schéma du ferraillage de balcon……..……....52
Figure III.7: Schéma terminologie d'escalier……...…...53
Figure III.8: Schéma statique d'escalier……...……...54
Figure III .9 : Schéma statique pour calcul des sollicitations……..…56
Figure III .10 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU……..…56
Figure III .11 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS……....…….57
Figure III .12 : Section à ferrailler……..…….57
Figure III .13 : Schéma de ferraillage de l'escalier…….……63
Figure III .14 : Schéma de poutre palière……63
Figure III .15 : Coupe de la poutre……..69
Figure III .16 : Schéma de ferraillage de la poutre palière……..71
Figure III .17 : Schéma de la disposition des poutrelles sur notre plan……..72
Figure III .18 : Plancher terrasse inaccessible, poutrelle sur 6 appuis à 5 travées……..…73
Figure III .19 : Plancher étage courant, poutrelle sur 6 appuis à 5 travées……..73
Figure III .20 : Plancher étage courant, poutrelle sur 3 appuis à 2 travées……..70
Figure III .21 : Schéma des charges applicables sur la poutre……74
Figure III .22 : Cas des poutres de plancher terrasse (05 travée)……75
Figure III .23 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis toutes les travées sont chargées…..…76
Figure III .24 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison décharger-charger successivement……...….76
Figure III .25 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison charger - décharger successivement……77
Figure III .26 : Courbe des moments poutrelle type (terrasse) en ELU……..…82
Figure III .27 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (terrasse) en ELU……....82
Figure III .28 : Courbe des moments poutrelle type (terrasse) en ELS……...……83
Figure III .29 : Cas des poutres de plancher étage courant (05 travée)…….…..84
Figure III .30 : Cas des poutres de plancher étage courant (02 travée)……..……84
Figure III .31 : Courbe des moments poutrelle type 5 travée étage courant en ELU……..85
Figure III .32 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type 5 travée étage courant en ELU.....85
Figure III .33 : Courbe des moments poutrelle type 5 travée étage courant en ELS…….……..86

Figure III .34: Courbe des moments poutrelle type 2 travée étage courant en ELU……..…..87
Figure III .35 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type 2 travée étage courant en ELU….88
Figure III . 36 : Courbe des moments poutrelle type 2 travée étage courant en ELS……...89
Figure III .37 : Coupe d'une poutrelle…….….89
Figure III. 38 : Schéma de ferraillage poutrelles…….....103
Figure III .39 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression…….....104

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure en portique (non contreventée) après modélisation...112
Figure IV.2 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 01 translation selon x……...….113
Figure IV.3 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 02 Translation selon Y…….……114
Figure IV.4 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 03 Torsion selon Z……..……...114
Figure IV.5 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial…….……115
Figure IV.6 : Vue en plan pour la disposition du voile selon deuxième variante……116
Figure IV.7 : Vue en plan pour la disposition du voile selon troisième variante…….…….117
Figure IV.8: Choix de méthode de calcul de période T selon le cas……...……..119

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistant

Figure V.1 : Longueur de recouvrement……...…131
Figure V.2: Schéma de ferraillage des poutres principales…….……..134
Figure V.3 : Schéma de ferraillage de La poutre Secondaire……139
Figure V.4 : Vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations……..…….140
Figure V.5 : La zone nodale…….…….145
Figure V.6: Schéma de cadres……..149
Figure V.7: Schéma de ferraillage des poteaux (30 x 40) cm^2…….149
Figure V.8: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale……149
Figure V.9 : Disposition des voiles en plan et en 3D…….…..152
Figure V.10: Section entièrement comprimée……..…..…..153
Figure V.11: Section entièrement tendue……..154
Figure V.12: Section partiellement comprimée…….…..154
Figure V.13: Schéma de distribution des contraintes (le sens Y)……...……..155
Figure V.14 : Schéma de disposition des excentricités…….156

Figure V.15 : Schéma de ferraillage de Voile longitudinales (sens yy)…….……..158
Figure V.16: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale)…….……..159
Figure V.17 : Schéma de disposition des excentricités……160
Figure V.18 : Schéma de ferraillage de Voile transversale……..163

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1 : La semelle isolée, Semelle filante, le radier…….166
Figure VI.2 : Dimensions de la semelle isolée…….……..166
Figure VI.3: Schéma de la semelle filante……..169
Figure VI.4 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre……..……...172
Figure VI.5 : Coupe de la semelle filante……..…….172
Figure VI.6 : La semelle filante…….....175
Figure VI.7 : Schéma de ferraillage de semelle filante (en appui et en Travée) ……..….176
Figure VI.8 : Schéma de ferraillage de La longrine……...…178

SYMBOLES ET NOTATIONS :

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

$\mathbf{A_S}$: Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

$\mathbf{E_b}$: Module de déformation longitudinale du béton.

$\mathbf{E_i}$: Module de déformation instantanée.

$\mathbf{E_{fl}}$: Module de déformation sous fluage.

$\mathbf{E_s}$: Module d'élasticité de l'acier.

$\mathbf{E_v}$: Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

$\mathbf{M_g}$: Moment fléchissant développé par les charges permanente.

$\mathbf{M_q}$: Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

$\mathbf{M_t}$: Moment en travée.

$\mathbf{M_0}$: Moment isostatique.

$\mathbf{M_i}$: Moment à l'appui i.

$\mathbf{M_g}$ **et** $\mathbf{M_d}$: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$\mathbf{M_j}$ **:** Moment correspondant à j.

$\mathbf{M_g}$: Moment correspondant à g.

$\mathbf{M_q}$: Moment correspondant à q.

$\mathbf{N_s}$: Effort normal de service.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

$\mathbf{b_0}$: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

$\mathbf{f_{ij}}$: La flèche correspondant à j.

$\mathbf{f_{gi}}$: La flèche correspondant à g.

$\mathbf{f_{qi}}$: La flèche correspondant à q.

$\mathbf{f_{gv}}$: La flèche correspondant à v.

$\mathbf{\Delta_{ftadm}}$: la flèche admissible.

$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité.

$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.

$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.

$\mathbf{F_{c28}}$ **et** $\mathbf{f_{t28}}$: Grandeurs précédentes avec j = 28j.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

$\mathbf{h_0}$: épaisseur de la dalle de compression.

$\mathbf{h_e}$: hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de BA.

j : Nombre de jours.

$\mathbf{l_f}$: Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge variable.

$\mathbf{S_t}$: Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

$\mathbf{B_r}$: Section réduite.

$\mathbf{C_T}$: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

$\mathbf{H_t}$: Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m^4).

$\mathbf{I_{ji}}$: Moment d'inertie correspondant à j.

$\mathbf{I_{gi}}$: Moment d'inertie correspondant à g.

$\mathbf{I_{qi}}$: Moment d'inertie correspondant à q.

$\mathbf{I_{gv}}$: Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Facteur de qualité.

$\mathbf{q_u}$: Charge ultime.

$\mathbf{q_s}$: Charge de service.

$\mathbf{L_{max}}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l': Longueur fictive.

$\mathbf{L_g'}$ **et** $\mathbf{l_d'}$: Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

$\mathbf{T_2}$: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

$\mathbf{W_{Qi}}$: Charges d'exploitation.

$\mathbf{W_{Gi}}$: Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte de compression dans l'acier.

$\boldsymbol{\sigma_j}$: Contrainte correspondant à j.

$\boldsymbol{\sigma_g}$: Contrainte correspondant à g.

$\boldsymbol{\sigma_q}$: Contrainte correspondant à q.

$\boldsymbol{\gamma_w}$: Poids volumique de l'eau ($\mathrm{KN/m^3}$).

$\boldsymbol{\gamma_b}$: Coefficient de sécurité.

$\boldsymbol{\gamma_s}$: Coefficient de sécurité.

$\boldsymbol{\sigma_{adm}}$: Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement (MPa).

$\boldsymbol{\eta}$: Facteur d'amortissement.

B : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\boldsymbol{\mu_l}$: Moment réduit limite.

$\boldsymbol{\mu_u}$: Moment ultime réduit.

$\boldsymbol{\lambda_i}$: Coefficient instantané.

$\boldsymbol{\lambda_v}$: Coefficient différé.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale :

Le génie civil regroupe l'ensemble des techniques liées aux constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures urbaines. Ils assurent également la gestion des projets afin de répondre aux besoins de la société tout en garantissant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste, englobant à la fois les travaux publics et le bâtiment. Parmi ses nombreux domaines, le système structurel occupe une place essentielle. Son étude constitue une étape clé et un passage incontournable dans le processus de construction. Toute étude de projet d'un bâtiment à structure en béton armé vise à garantir sa stabilité et sa résistance, afin d'assurer la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage.

Cependant, ce choix présente un danger en raison des dommages que peuvent causer les séismes et le vent. C'est pourquoi il est essentiel de respecter les normes et recommandations parasismiques afin d'assurer une rigidité adéquate de la structure, quel que soit le type de bâtiment en béton armé.

Les ingénieurs disposent aujourd'hui de divers outils informatiques et logiciels de calcul rapides et précis, facilitant l'application de la méthode des éléments finis dans le domaine du génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures dans un temps réduit. La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) face aux diverses sollicitations (compression, flexion, etc.). Cette résistance est conditionnée par le type de matériaux utilisés et leurs dimensions. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, il convient de suivre des règlements et des méthodes reconnues (**BAEL 91 révisée 99**, **RPA 99/V 2003**), qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que sur le dimensionnement et le ferraillage des éléments de la structure.

Pour ce faire, nous avons réparti le travail en six chapitres comme suit :

- ✓ **Premier chapitre** : Présentation complète du bâtiment, définition des différents éléments et choix des matériaux à utiliser.
- ✓ **Deuxième chapitre** : Prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) et non structuraux (planchers).
- ✓ **Troisième chapitre** : Calcul des éléments secondaires tels que l'acrotère, les poutrelles et les escaliers.
- ✓ **Quatrième chapitre** : Étude dynamique du bâtiment, détermination de l'action sismique et des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'analyse sera réalisée sur un modèle 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ✓ **Cinquième chapitre** : Calcul du ferraillage des éléments structuraux basé sur les résultats obtenus via le logiciel ROBOT.
- ✓ **Sixième et dernier chapitre** : Calcul et dimensionnement de l'infrastructure afin de déterminer le type de fondations adapté.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

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

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation de type **(R+5)**, le bâtiment est implanté à la wilaya de Mila Commune de Ahmed Rachedi, classée par le règlement parasismique Algérienne **RPA 99/V 2003 au zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

L'objet de ce projet de calcul est de présenter l'étude structurelle d'un bâtiment (R+5) en béton armé contreventé par voiles, le bâtiment se compose de rez-de-chaussée et de Cinq étages, avec terrasse inaccessible.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

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

Dimensions en plan	(11.50 × 20.30) m^2
Hauteur du RDC	3.10 m
Hauteur d'étage courant	3.10 m
Hauteur totale du bâtiment	18.60 m
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère	19.30 m
La hauteur de l'acrotère est de	0.70 m

Les plans, les façades et les coupes du bâtiment sont illustrés dans les Figures suivant respectivement :

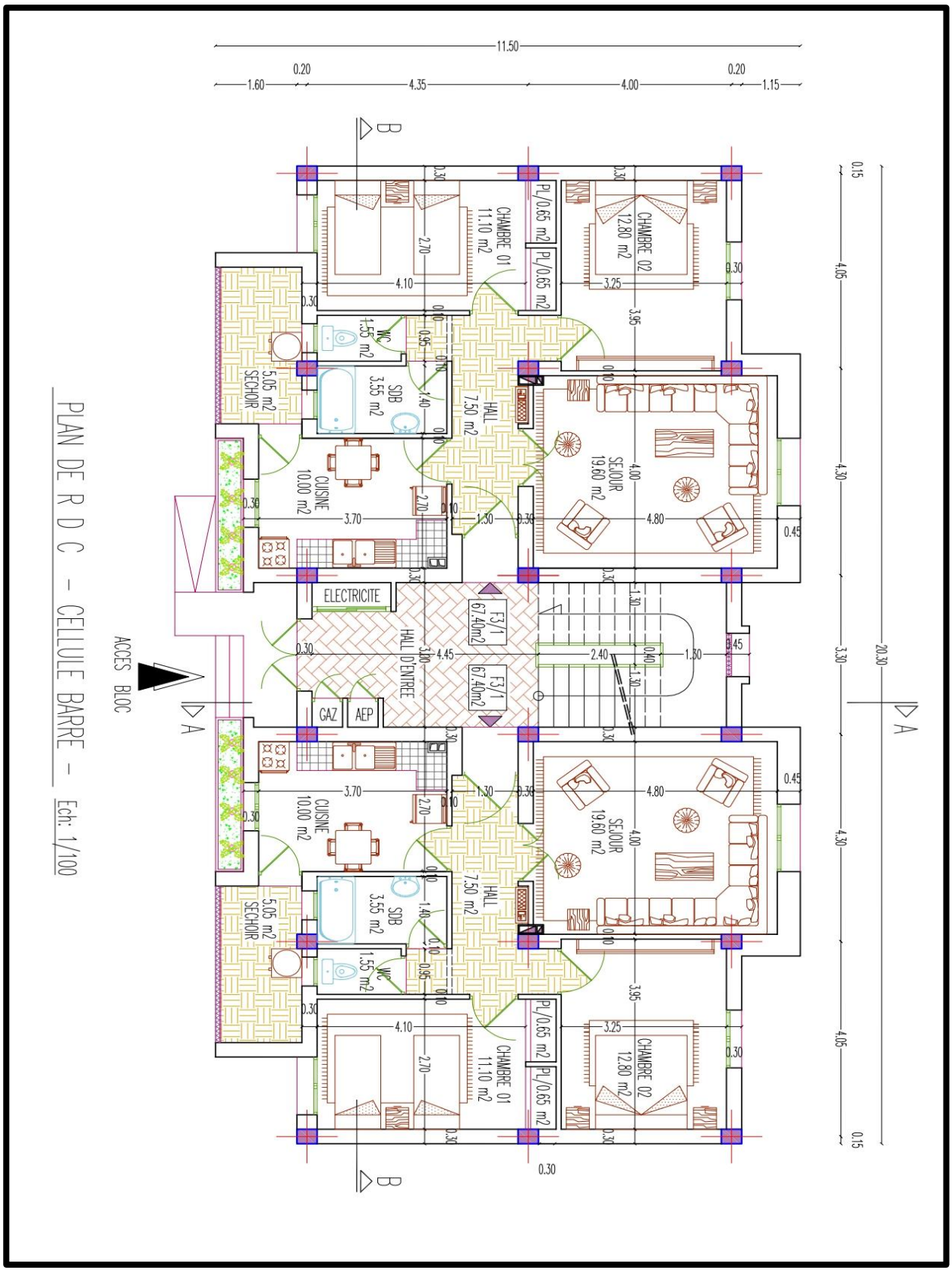


Figure I.1 : Plan de RDC.

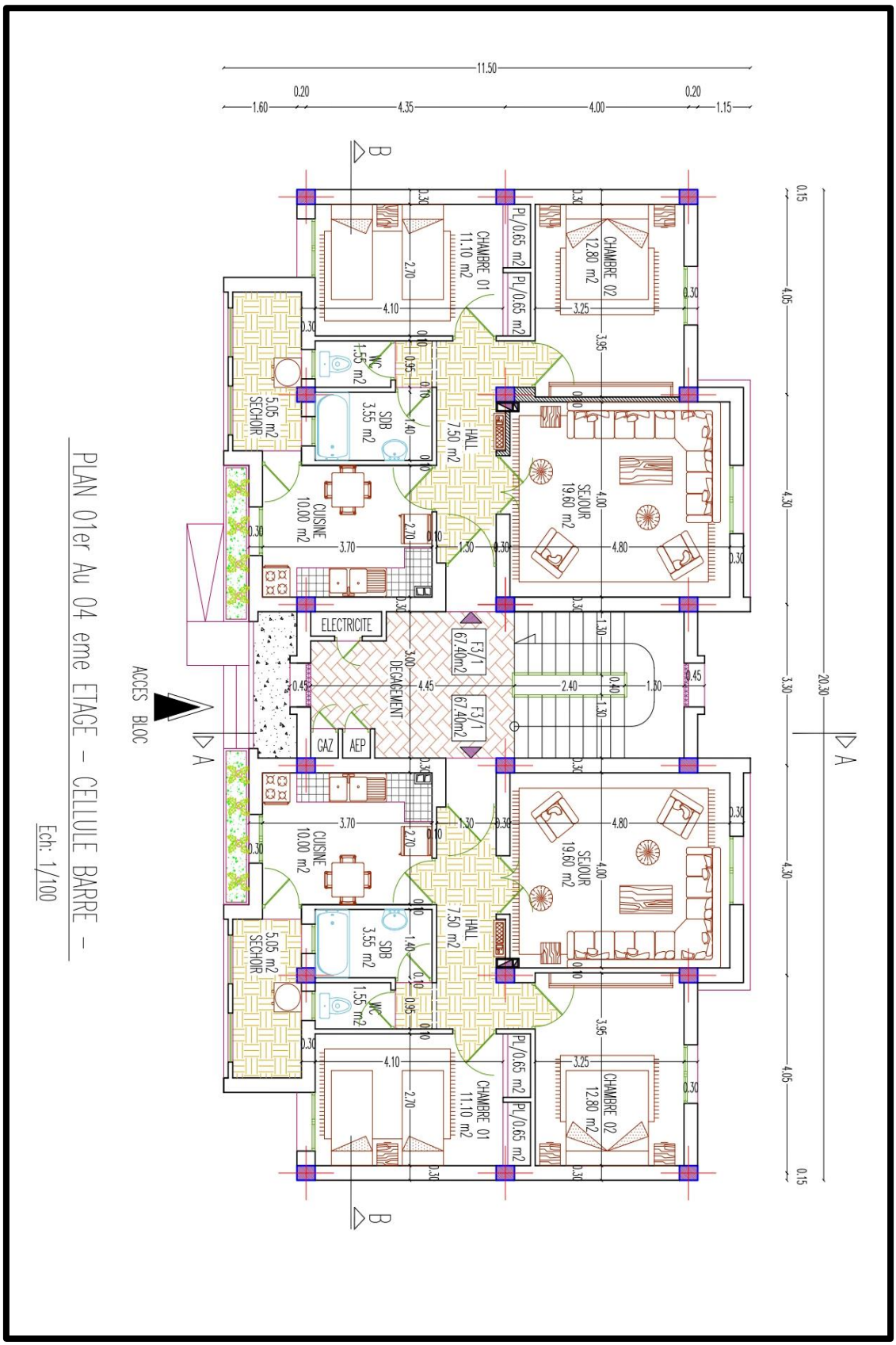


Figure I.2 : Plan 01 Ier Au 04 Emme Etage.

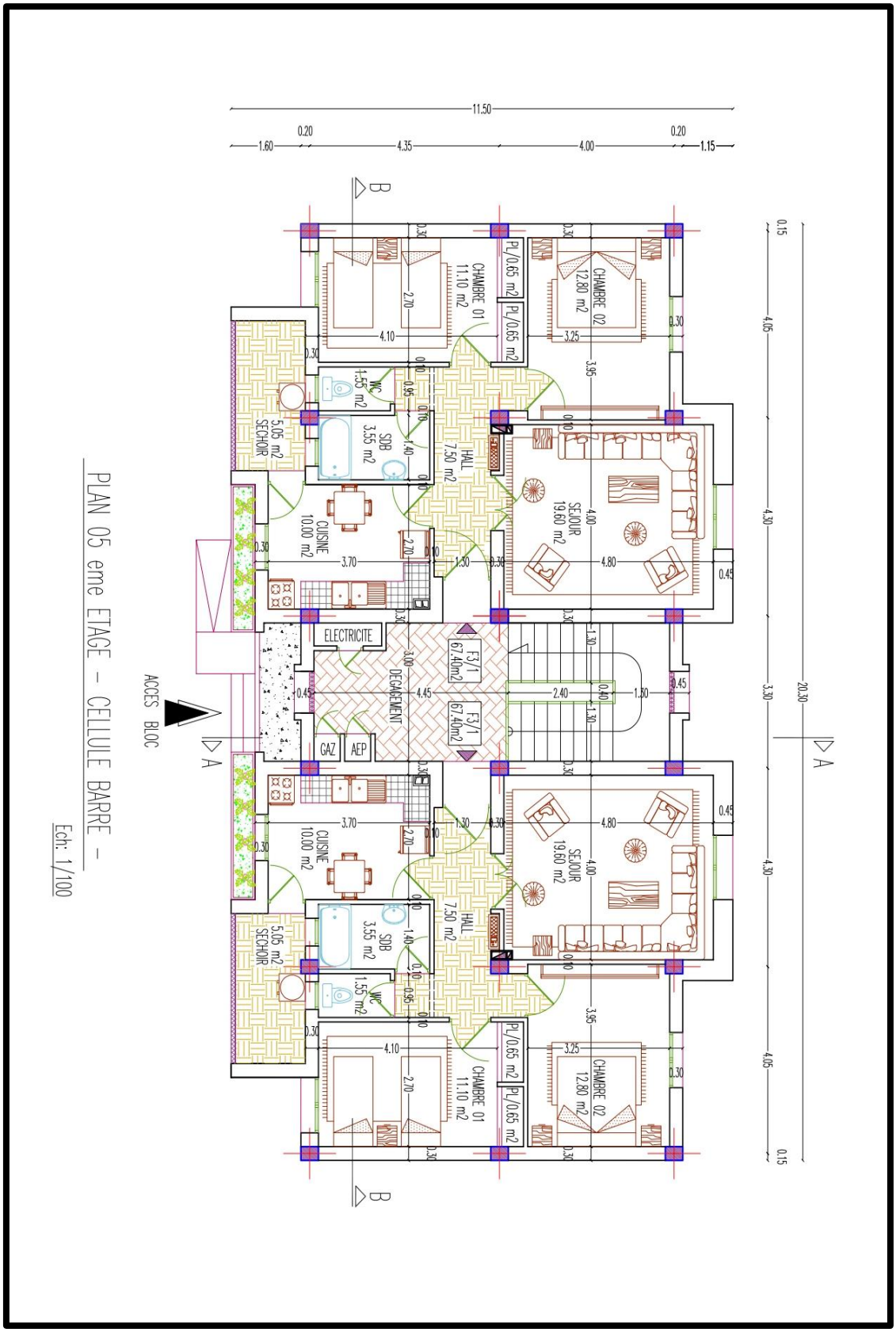


Figure I.3 : Plan 05 Emme Etage.

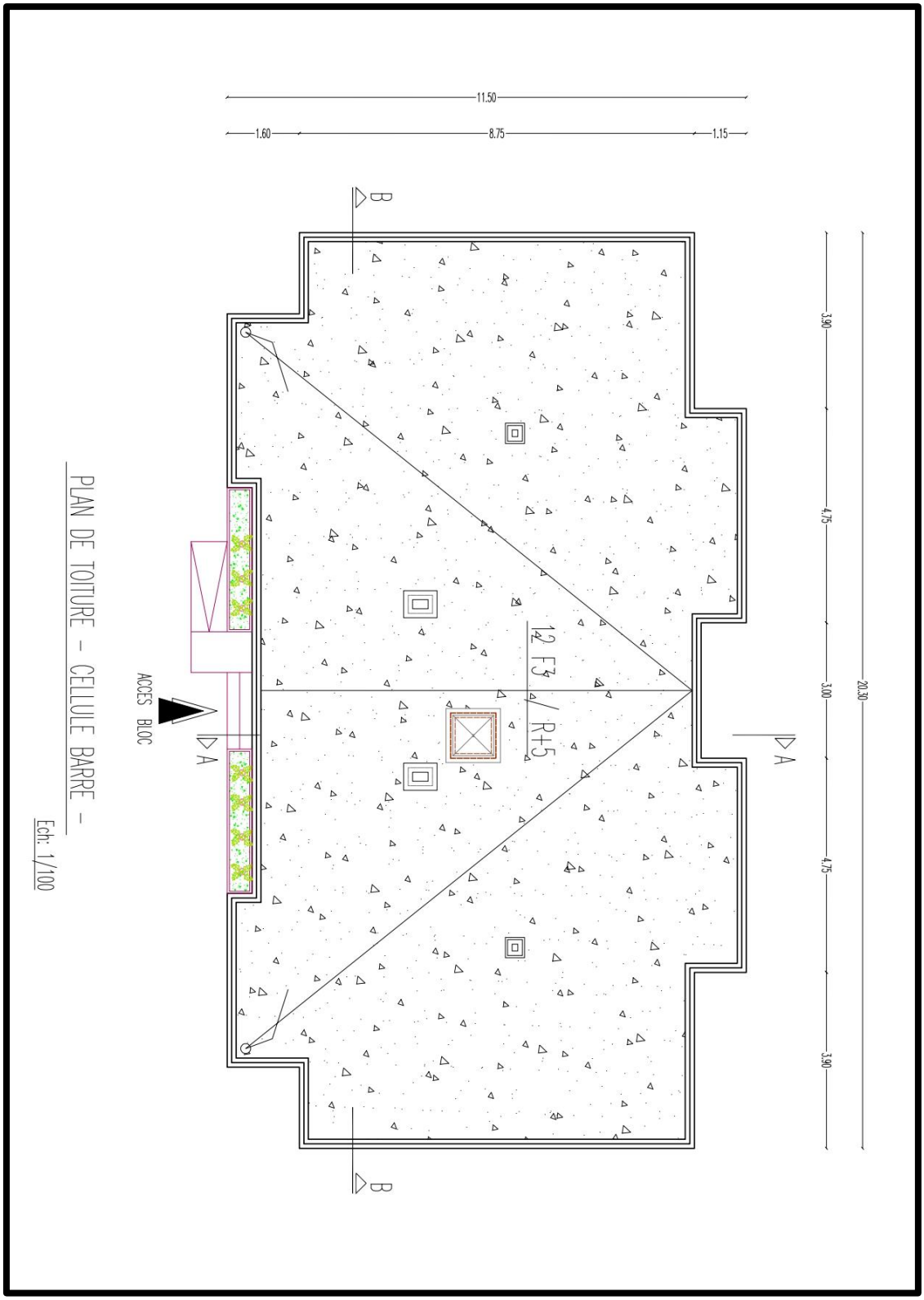


Figure I.4 : Plan De Toiture.

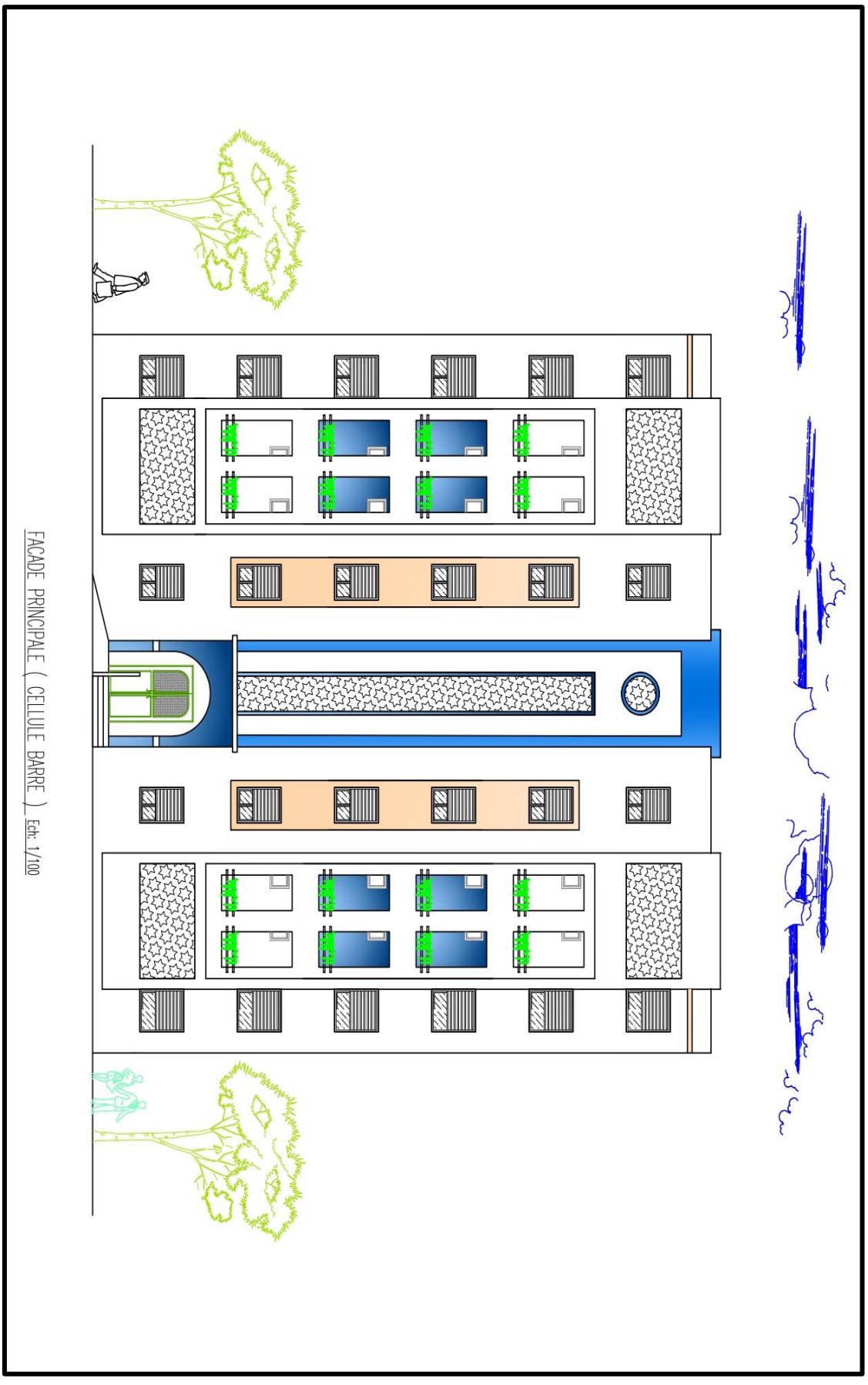


Figure I.5 : Façade principale.

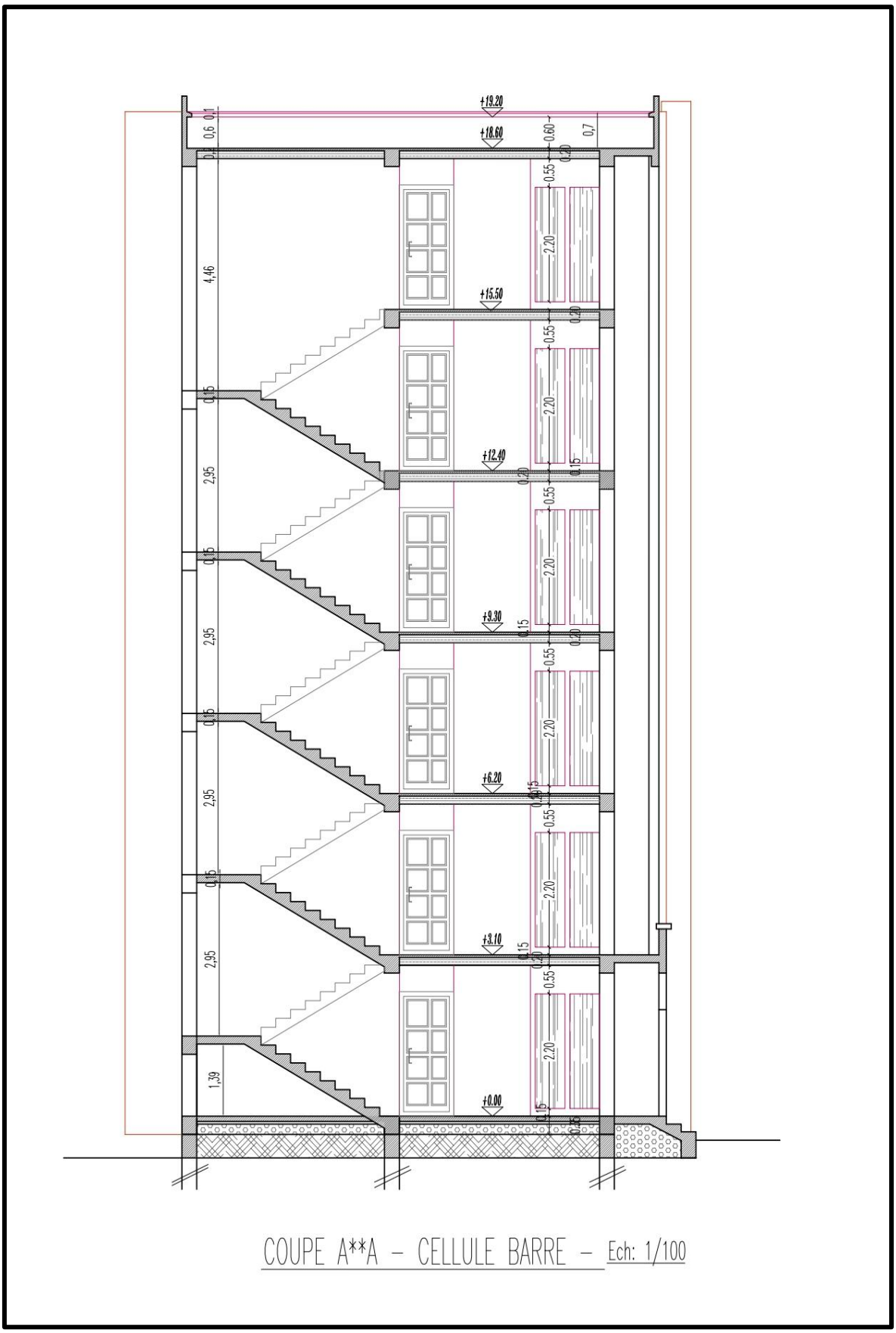


Figure I.6: Coupe A-A.

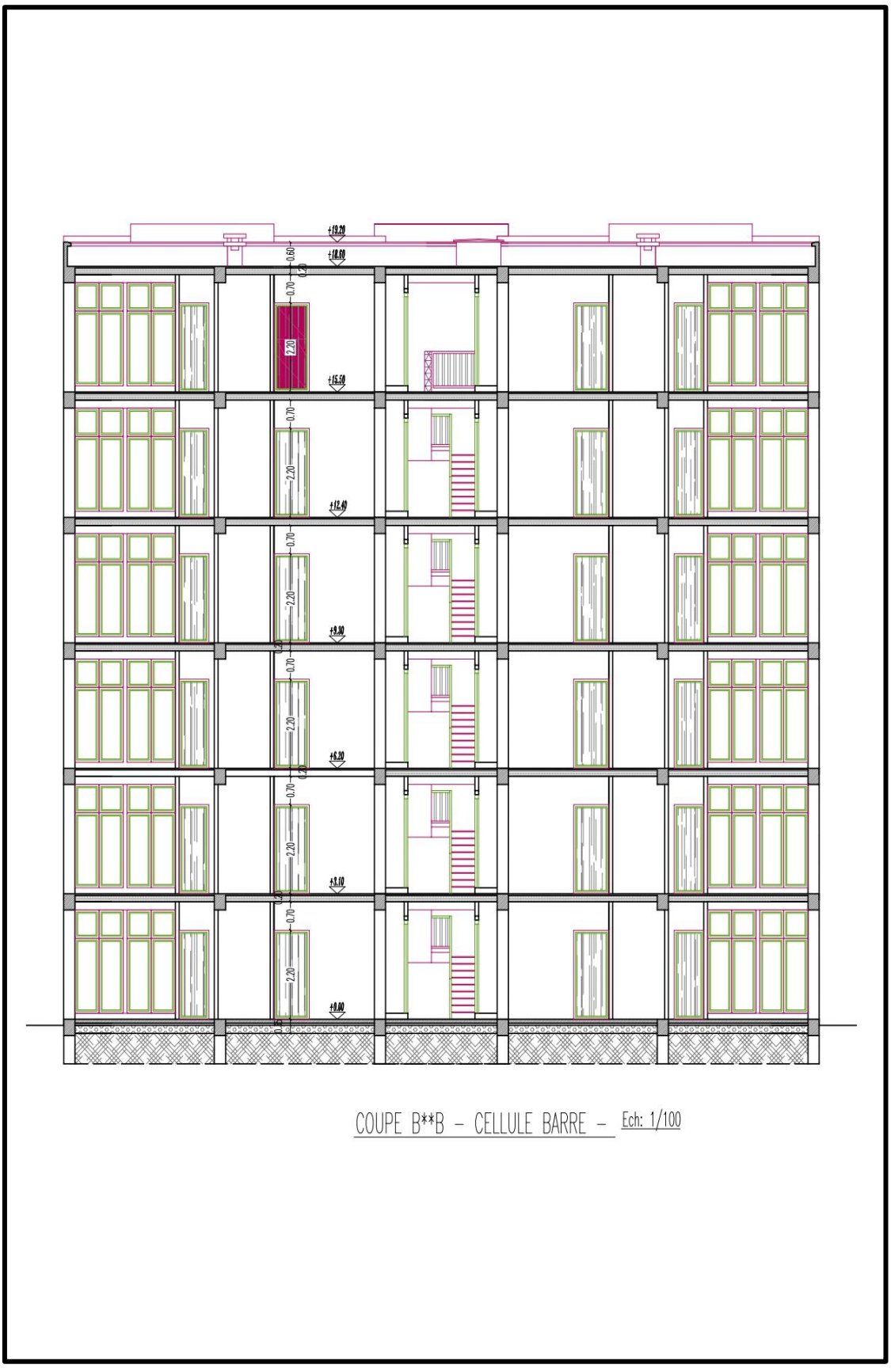


Figure I.7: Coupe B-B.

I.4 Caractéristiques géométriques du sol :

Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Mila (commune d'Ahmed Rachedi). Il est classé en **Zone IIa (Selon RPA 99/2003)**[**1**]**.**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible, La profondeur d'ancrage (en a le défini dans le chapitre 6)

I.5 Description de l'ossature :

- **Conception structurales :**

D'après les plans architecturaux le système structurel de notre bâtiment est de poteaux-poutres avec des éléments constructifs suivants :

- **Planchers :**

Dans notre projet on doit utiliser deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étages courant.
- Dalle pleine : utilisé pour les balcons.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.et on a deux types :

- Les poutres transversales (secondaires).
- Les poutres longitudinales (principales).

- **Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

- **Escalier :**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 5iéme étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et de un palier intermédiaire.

- **Murs :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'auteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limite les tassements.
- Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

I.6 Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après.

I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) [1]:

-Système de contreventement :

Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :
- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
-Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux. Les combinaisons d'actions : (G+Q±E ,0.8G±E).

Dans notre cas La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003) [1], vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

I.6.2 Règlement (BAEL 91) : [2] (Béton Armé Aux Etats Limites)

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçue et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, à l'encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

I.6.2.1 États limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est : q=1.35G+1.5Q.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

En résumé :

- Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple (allongement de l'acier le plus tendu : ε_s= 10‰).

- Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée (raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : ε_{bc}= 3.5‰).

- Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple (Raccourcissement de la fibre de béton à la distance 3h/7 de la fibre la plus comprimée : ε_{bc}= 2‰).

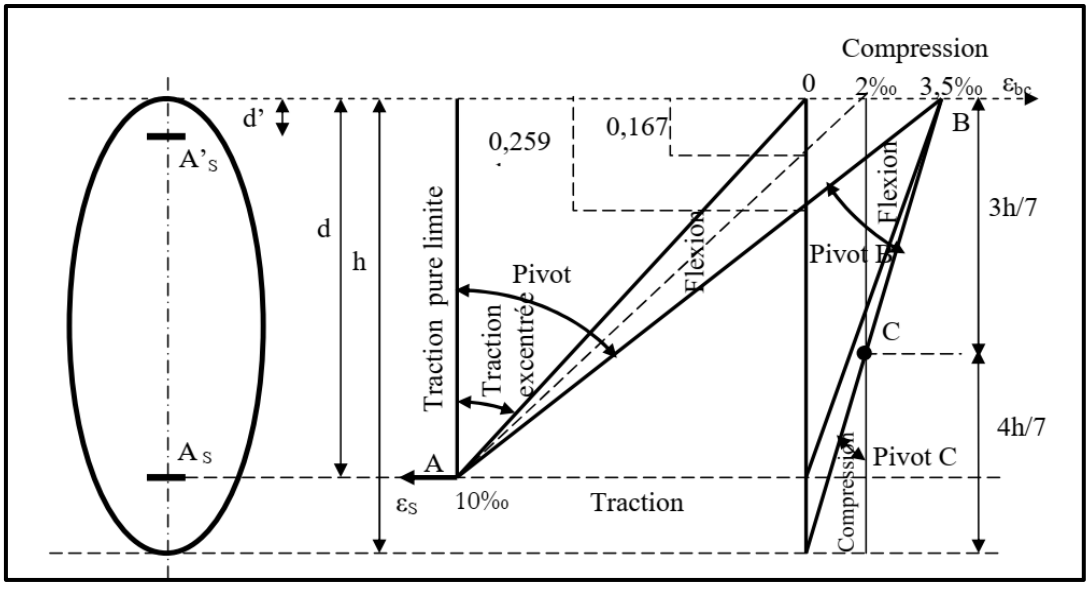


Figure 1.8: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots. [2]

I.6.2.2 États limites de service (ELS) [2] :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est : q= G+Q

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton (Es=15Eb ; n =15).

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

I.6.3.1 Action permanente : (DTR ; R.N.V 99) [4]

Les actions permanant ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armée étant près égale à 2.5t/m3.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage …).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différée dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

I.6.3.2 Action variable :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquent et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classée par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

I.6.3.3 Action accidentelle :

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies. Le séisme « E ».

I.6.4 Combinaison d'action :

Pour déterminer les sollicitations, an utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL [2]

- **Pour les plancher :**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont A :

- L'ELU : 1.35 G+1.5 Q
- L'ELS : G + Q

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont : D'après RPA99/2003 [1] on a :

- **Pour les poutres :**

  - 1.35 G + 1.5 QE
  - G + Q
  - G + Q +E

- **Pour les poteaux :**

  - G + Q + 1.2 E
  - 0.8 G + E

- **Pour les voiles :**

  - G + Q + 1.2 E
  - 0.8 + E

I.7 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,8].

I .7.1 Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposées de manière à équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise fc28= 25 MPa.

I .7.1.1 Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par $1m^3$. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325) ……dosé à 350 kg /m^3
- Sable grossier……..…….0 < Dg < 5mm → 400 L
- Gravier……..…...15 < Dg < 25mm→800L

- Eau de gâchage……..175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m3 et 2400 Kg/m^3 [6, 7,10].

I.7.1.2 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) [3] :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj}) :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

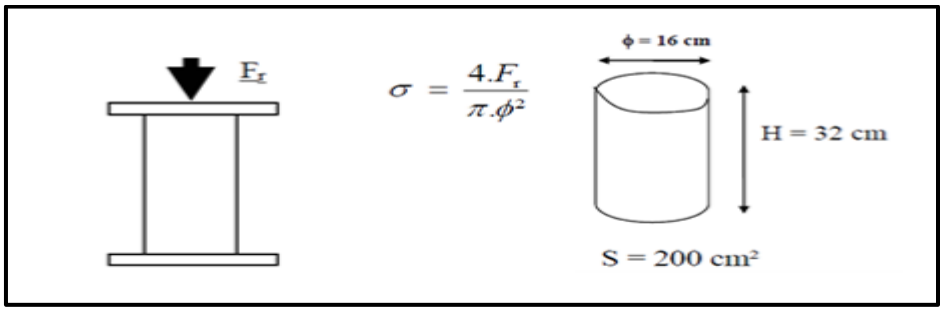


Figure I.9 : Essai de compression

Selon les règles de BAEL91 (Art A.2.1.11) [1] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}; pour : f \leq 40\ Mpa \qquad (j< 28\ j)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times fc28; pour: f \geq 40\ Mpa \qquad (j> 28j)$$

$f_{cj} = f_{c28}$ pour j> 28

-f_{cj}: la résistance à la compression à j jour.

- f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jours

Pour l'étude de notre projet, on prendra $\boldsymbol{f_{c28}}$**=25MPa**

b) Résistance du béton à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} & \text{si} \quad f_{c28} \leq 60Mpa \\ f_{tj} = 0{,}275 f_{cj} & si \quad f_{c28} > 60Mpa \end{cases}$$

Pour : j=28 jours et f_{c28}=25 Mpa ; ft_{28} =2,1Mpa

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) Module de déformation longitudinale instantané : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

E_{ij}=11000.$\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA → **E_{i28}=32164.195MPa**

c.2) Module de déformation longitudinale différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

E_{vj}=3700$\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA → **E_{v28}=10721.4 MPa**

c.3) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

-E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

-V : coefficient de poisson.

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative. Selon les règles [BAEL 91] les valeurs de ce coefficient [2]:

υ =0.00 ; dans L'ELU.

υ=0.20 ; dans L'ELS.

I.7.1.3 Caractéristiques limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression [2] :

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$$

Avec :

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge :

- θ = 0.85 si t < 1 heur
- θ = 0.9 si 1 heur ≤ t ≤ 24 heurs
- θ = 1 si t > 24 heurs

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînât une diminution de la résistance.

γb : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton. Le coefficient γb :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Pour f_{c28}= 25MPa :

- f_{bu} = 14 .20MPa en situation durable et transitoire.
- f_{bu} = 18.50MPa en situation accidentelle.

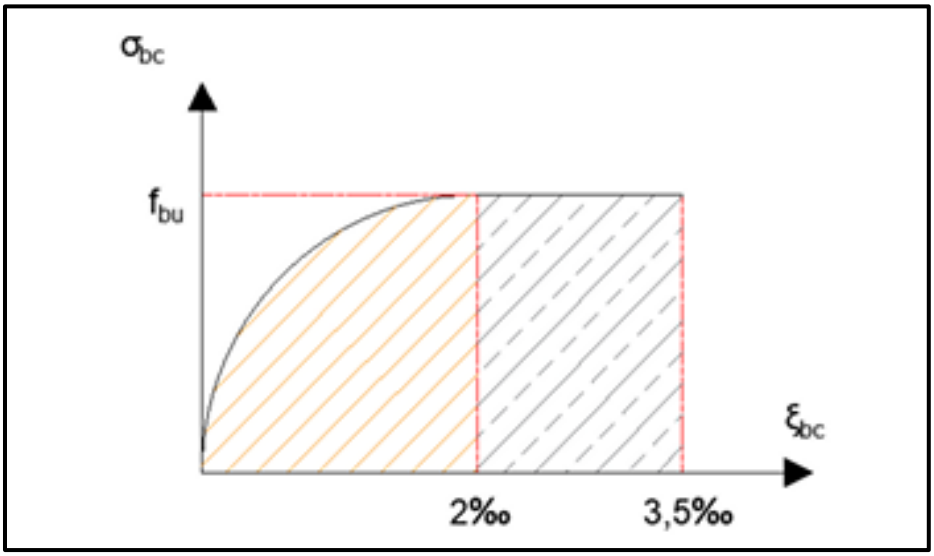


Figure I.10 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement [2] :

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90°$) est donnée par les expressions suivantes :

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = min\left(0.2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33MPa$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = min\left(0.15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

- Dans le cas des armatures inclinées :

$$\overline{\tau_u} = min\left(0.27 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 4.5MPa$$

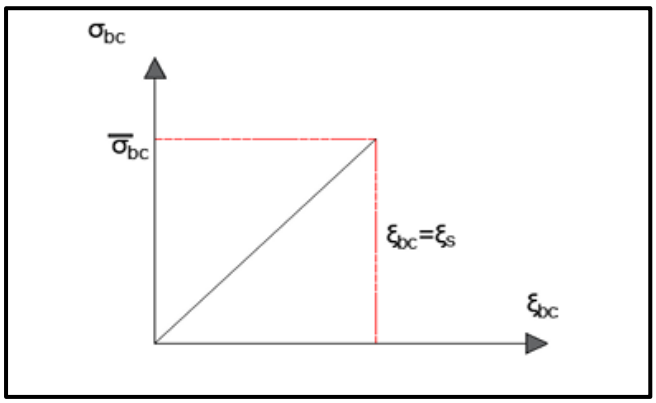


Figure I.11 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$

D'où : $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

I.7.2 Acier :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par " f_e " Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : Es = 200000 MPa

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers : Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	**400**	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

a) Contraint limite de l'acier :

a.1) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : Contrainte limite élastique.
εs : Déformation (allongement) relative de l'acier

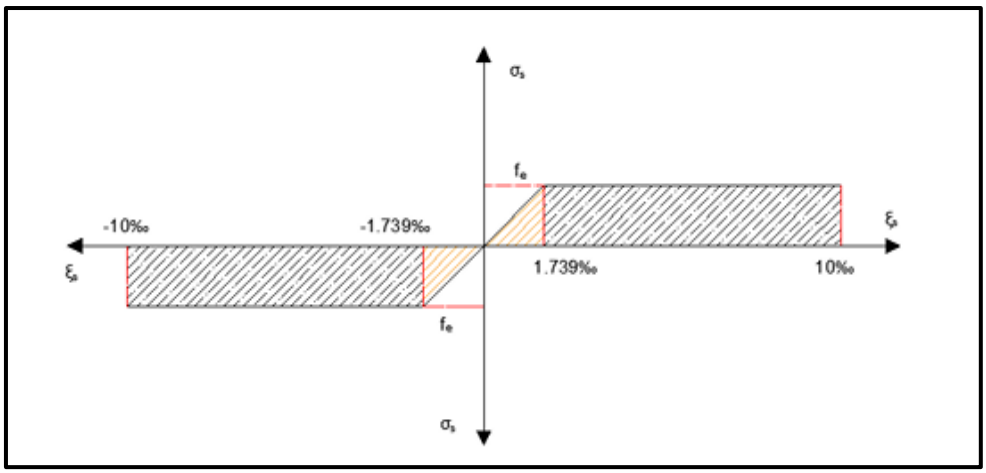


Figure I.12: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant fe par fe/γs, et en conservant la pente Es de la droite d'élasticité. Le coefficient γs :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que : Es = 200000MPa

Si $\varepsilon_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s \times E_S}$ → $\sigma_s = \text{Es}.\varepsilon_s$

Si $\dfrac{f_e}{\gamma_s \times E_S} \leq \varepsilon_S \leq 10\%$ → $\sigma_s = \text{fe}/\gamma\text{s}$

-Contraintes de traction :

$\varepsilon_s = 10\%$ donc : $\sigma_s = \text{fe}/\gamma\text{s}$
Pour : $\boldsymbol{f_e} = 400\text{MPa}$:
$\sigma_s = 348\text{MPa}$ → en situation durable et transitoire.
$\sigma_s = 400\text{MPa}$ → en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS :

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = min\left(\frac{1}{2}f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

η : Coefficient de fissuration (η =1 pour les RL, η =1.6 pour les HA ; feE400).

- σ_s = 348 MPa → en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- σs = 201.63 MPa → en cas de Fissuration préjudiciable.
- σs = 164.97 MPa → en cas de Fissuration très préjudiciable

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

Tableau I.3 : Tableaux caractéristiques des matériaux utilisés dans notre projet

Béton :	**Acier :**
Ciment CPJ dosé à 350 kg/m3	Les barres (HA): Fe E400
f_{c28}= 25 MPa et	σ_s = 348 MPa
f_{t28} = 2.1 MPa	γ_s = 1.15
σ_{bc} = 14.17 MPa	η = 1.6
E_{ij} = 32164.195 MPa	E_s = 2. 105 MPa
E_{vj} = 10818.78 MPa	
γ_b = 1.5	

I.9 Conclusion chapitre 01 :

Dans ce chapitre, nous avons d'abord présenté notre projet d'étude qui est d'une bâtiment R+5 à usage d'habitation situé dans la zone IIa (zone de moyenne sismicité). D'Algérie (Ville de MILA) après nous définissons les caractéristiques géométriques de la structure les règles et hypothèses de calcul ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation (béton et acier).

CHAPITRE. II :

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURES ET DESCENTE DE CHARGE

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de structures et descente des charges

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement a pour but 'le calcule préliminaire 'des sections différents éléments résistants de la structure.il sera fait selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93 et BAEL 91. Et En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Prédimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 Planchers :

Les plancher sont des aires planes dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les déférents étage, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) et aussi une isolation thermique et phonique, les fonctions principales du plancher sont de :

-Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.

- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

-Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

-Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux « entrevous » qui servent de coffrage perdu.

- Les poutrelles en béton armé ou précontraint.

-Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :** D'après le BAEL91 [2] :

e = 07cm : Pour une (01) heure de coupe de feu.

e = 11cm : Pour deux (02) heures de coupe de feu.

e = 17.5cm : Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

On adopte que : **e = 18 cm.**

- **Condition acoustique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique [3]. On limite donc notre épaisseur à : e = 16cm.

- **Condition de résistance à la flèche : (BAEL91 B.6.8, 4.2.4)**

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le prédimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante [2] :

$$h_t \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : La partie maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles. A partir de notre plan de coffrage on a : L_{max} =435 - 40 = 395 cm

$$h_t \geq \frac{395}{22.5} \quad \rightarrow \quad h_t \geq 17.55$$

Donc on prend : $\mathbf{h_t = 20\ cm}$

- h_0 = 4 cm Donc on prend : $\mathbf{h_t}$ = 20 cm pour la table de compression.
- $h_t - h_0$ =16 cm pour le corps creux.

h_t : L'épaisseur totale du plancher.
h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

- **Récapitulatif :**

Donc : h_t = max {18, 20,16} (cm) = (16 +4) cm

Donc h_t = 20cm.

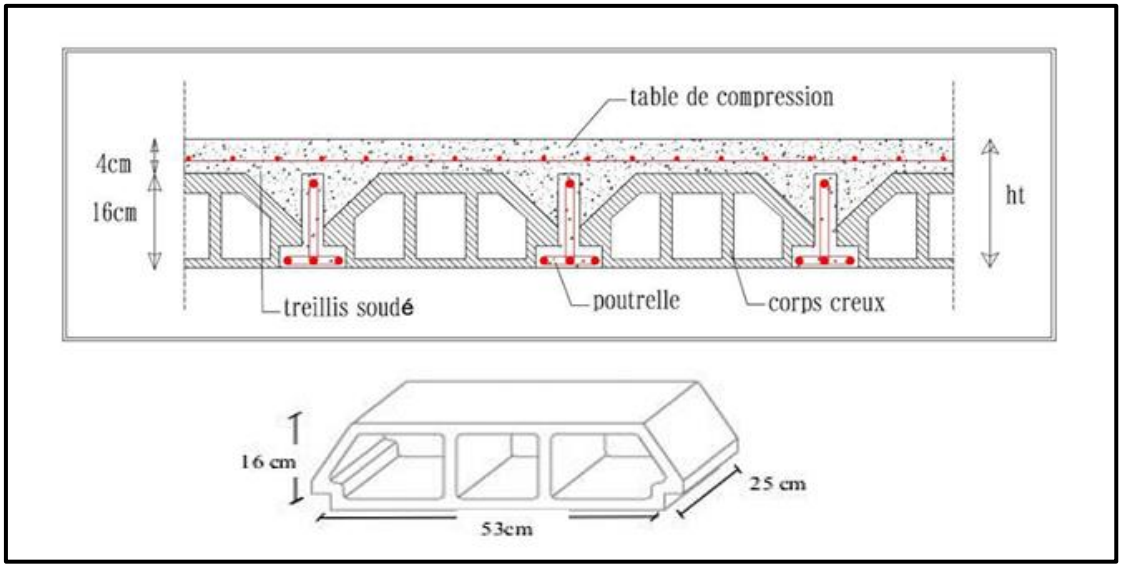


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

➢ **Dimension des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

h_t = 20 cm.

b_0 = (0,4 à 0,6) x h_t = (08 à 12)

On adopte : b0 = 10 cm.

$b = 2b_1 + b_0$

$b_1 \geq \min \left(\frac{Lx}{2} , \frac{Lmax}{10} \right)$

L_x: représente la distance entre poutrelles (Lx = 55 cm).

Tel que :

L_n : La distance entre axes des nervures.

Avec : 50 cm ≤ L_n ≤ 80 cm → L_n = 50+80/ 2 = 65 cm

$L_x = L_n - b_0 = 65-10 = 55$cm

L max : La longueur de nervures=395cm

$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2} , \frac{395}{10} \right)$ = min (27.5 ; 39.5)

On adopte : b_1= 27.5 cm

Pour la vérification : $b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65$ cm.

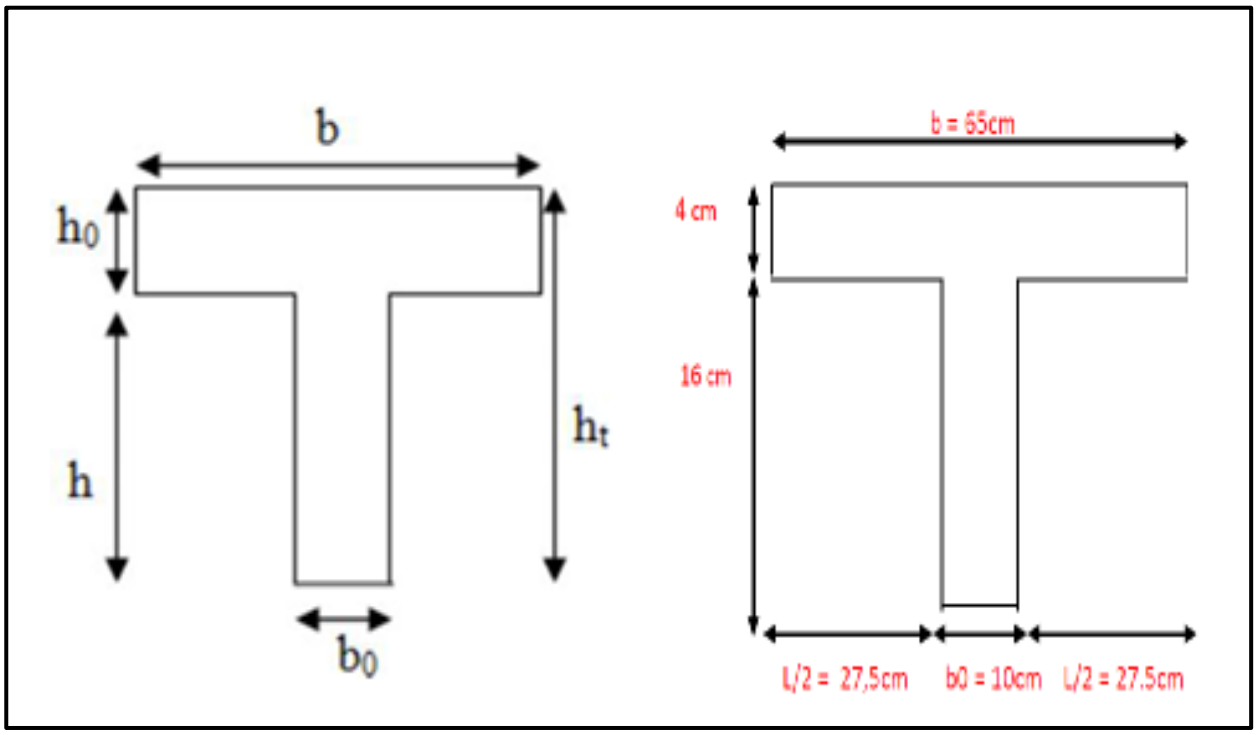


Figure II.2 : Poutrelle (Les Nervures)

II.2.1.2 Dalles pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

- **Résistance au feu :**

e ≥ 7 cm pour une heure de coup de feu.
e ≥ 11 cm pour deux heures de coup de feu.
e ≥ 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.
Nous optons : e = 15cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.[3]

- **Critère de résistance :**

- Si $\alpha = \frac{Lx}{Ly} < 0.4$ → $\frac{Lx}{Ly} \leq e \leq \frac{Lx}{Ly}$ avec lx ≤ ly

La dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

- Si $\alpha = \frac{Lx}{Ly} > 0.4$ $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ avec lx ≤ ly

La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on prédimensionné les planchers
Avec :
L_x : petite portée du plancher.
L_y : grande portée du plancher.

- Le nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle pleine :

-Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
-Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
-Pour une dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
Dans notre projet nous avons dalle reposant sur un seul et deux appuis donc :
-Cas de L_x =1.60m : $e \geq \frac{Lx}{20}$ → $e \geq \frac{160}{20}$ → e =8cm
-Cas de L_x =1.60m : $\frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30}$ → 4.57 ≤ e ≤ 5.33 → e = 4.6cm
-Cas de L_x =1m : $\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30}$ → 2.85 ≤ e ≤ 3.33 → e = 4cm
Donc : e_{dalle} = max(15cm,4cm.6cm) → **e_{dalle}= 15cm**

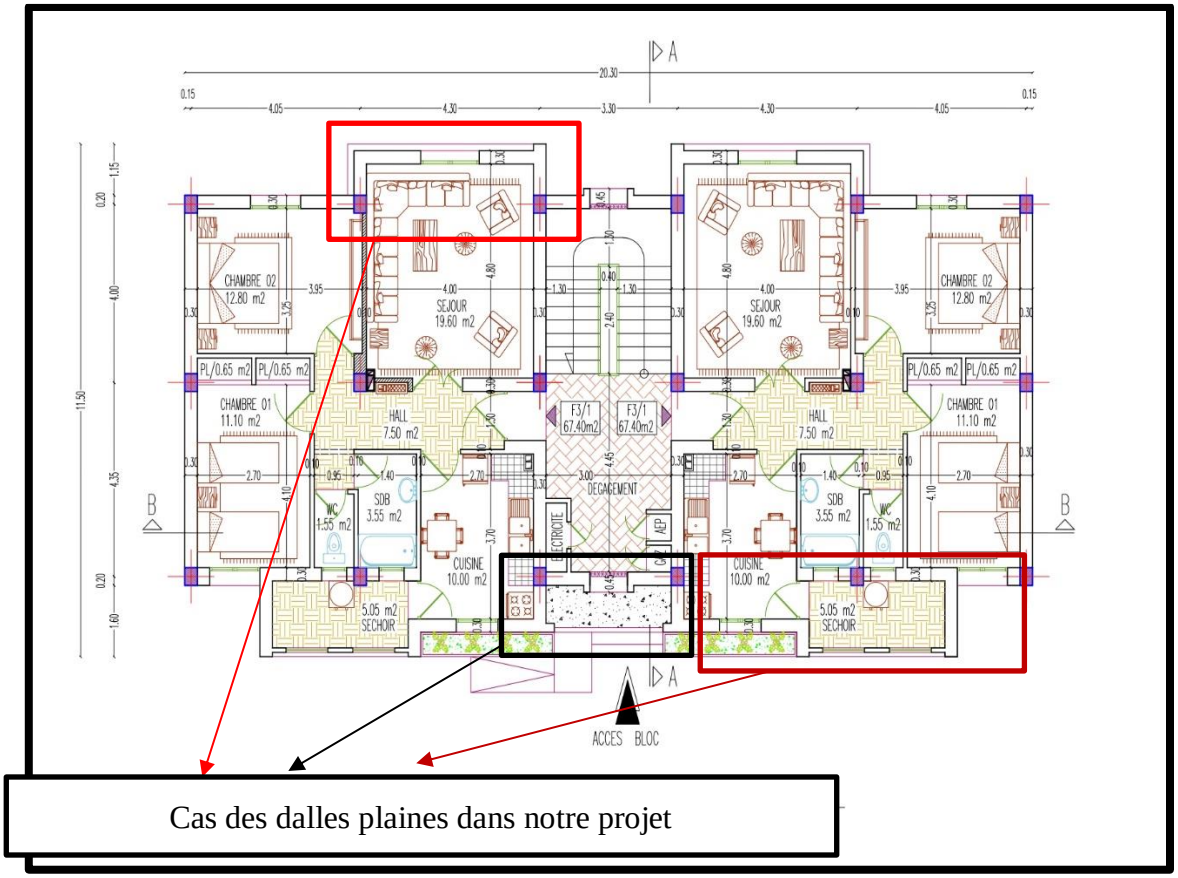


Figure II.3 : les cas des dalles plaines dans notre projet.

II.2.2 Évaluation des charges et des surcharges :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) et les surcharge (Q) sont définies comme suit [4]:

II.2.2.1 charges et des surcharges de Planchers terrasse (inaccessible) :

La terrasse de notre projet d'étude de type inaccessible et réalisée en plancher à corps ceux +dalle plaine pour les balcons surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitent l'évacuation des eaux pluviale.

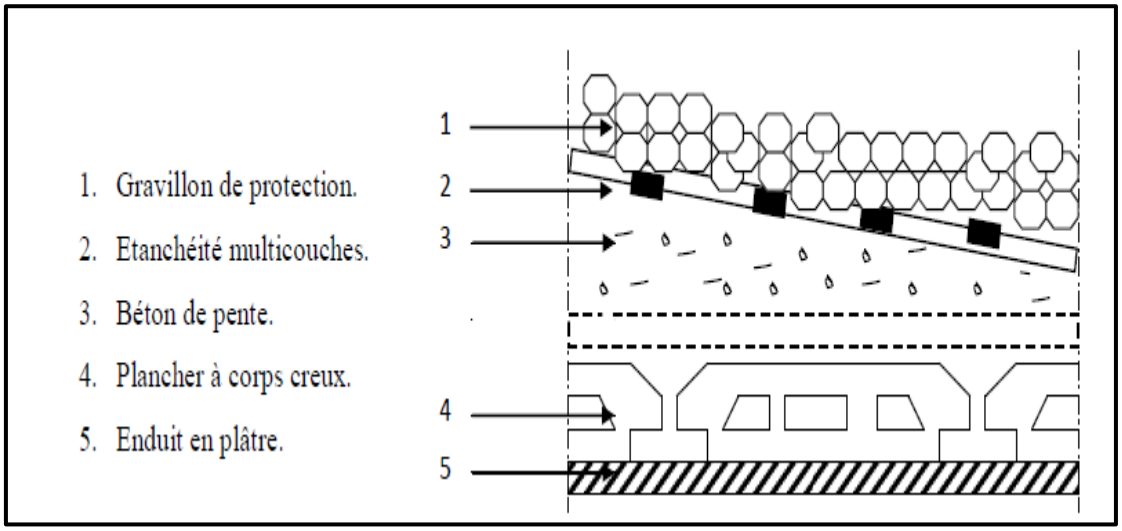


Figure II.4 : Détail plancher terrasse inaccessible

❖ **Charge permanente et d'exploitation plancher terrasse à corps creux :**

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse à corps creux.

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente 1%	0.1	22	2.2
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher corps creux	16+4	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			**G=6.33**
Surcharge exploitation			**Q=1**

❖ **Charge permanente et d'exploitation plancher terrasse à dalle plaine :**

Tableau II.2: Charge pour plancher terrasse à dalle plaine.

Désignation	**Epaisseur (m)**		**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Protection gravillon	0.05		17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02		6	0.12
Forme de pente 1%	0.1		22	2.2
Isolation thermique en liège	0.04	4	4	0.16
Dalle plaine	0.15	25	14	3.75
Enduit en plâtre	0.02		10	0.2
Charge Permanente total				**G=3.5**
Surcharge exploitation				**Q=1**

II.2.2.2 charges et des surcharges de Planchers étage courant (accessible) :

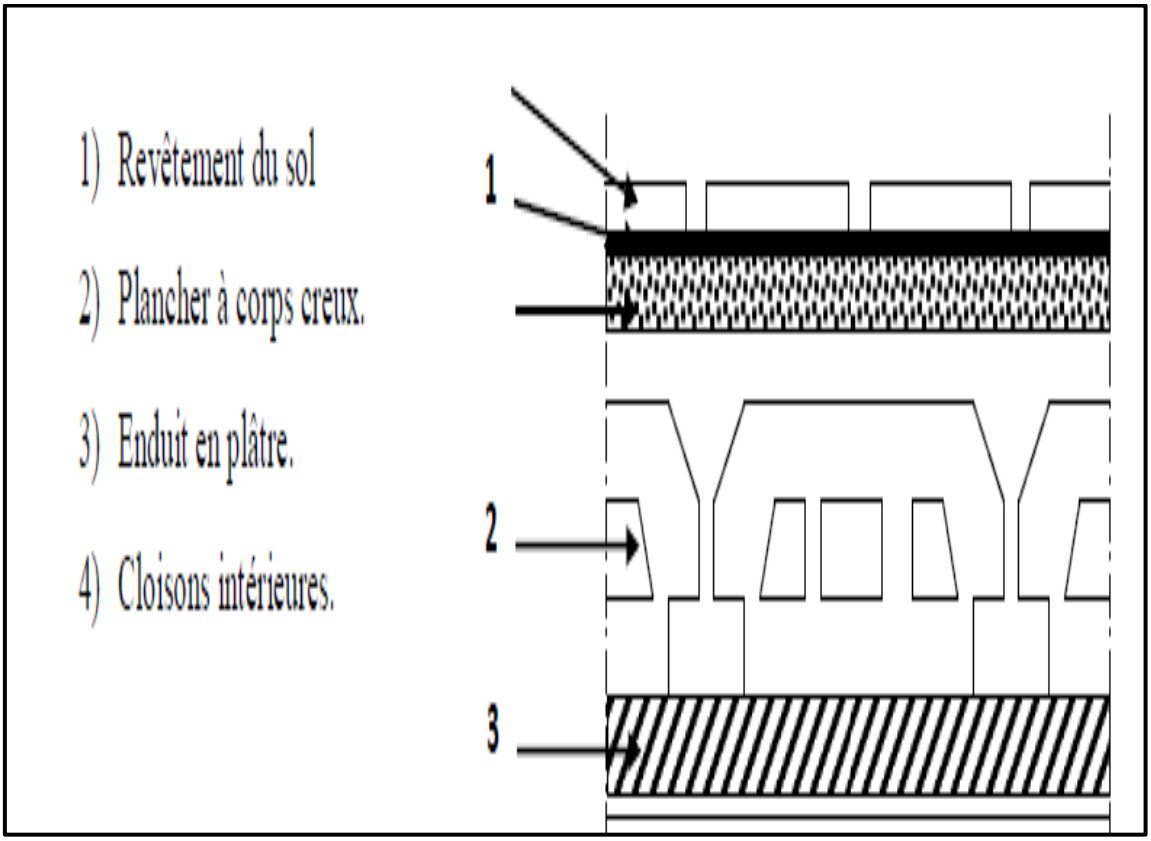


Figure II.5 : Détail plancher étage courant (accessible)

❖ **Charge permanente et d'exploitation plancher étage courant à corps creux :**

Tableau II.3: Charge pour plancher étage courant à corps creux.

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Dalle en corps creux	16+4	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieur	0.1	9	0.9
Charge Permanente total			**G=5.06**
Surcharge exploitation			**Q=1.5**

❖ **Charge permanente et d'exploitation étage courant à dalle plaine :**

Tableau II.4: Charge pour plancher étage courant à dalle plaine.

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			**G=5.33**
Surcharge exploitation			**Q=3.5**

❖ **Charge permanente de cloison intérieure :**

Tableau II.5: Charge permanente de cloison intérieure.

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Enduit (int+ext)	0.06	18	1.08
Brique creuses	0.15	8.66	1.30
Charge Permanente total			**G=2.38**

❖ **Charge permanente de cloison extérieure :**

Tableau II.6: Charge permanente de cloison extérieure.

Désignation	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m³)**	**Charges (KN/ m2)**
Enduit (int+ext)	0.06	18	1.08
Brique creuses de 15 cm	0.15	8.66	1.3
Brique creuses de 10 cm	0.10	9	0.9
Charge Permanente total			**G=3.28**

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.3.1.1 Poutres principales :

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99[2] les poutres seront prédimensionné par la Condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003[1].

$\frac{Lmax}{15} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{10}$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec : h_t **:** hauteur de la poutre.

L_{max} **:** distance maximale entre nus d'appuis (L = L_{max} = 4.35m)

D'où :

$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10}$ → $29 \leq h_t \leq 43.5$

$0.4 \times 29 \leq b \leq 0.7 \times 43.5$ → $11.6 \leq b \leq 30.45$

Donc : soit h_t = 40 cm et b= 30 cm

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 Version2003) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section (30×40) $cm2$.

- $b \geq 20cm$ → b=30cm> 20cm ……CV
- $h \geq 30cm$ → h=40cm >30cm ……CV
- $\frac{h}{b} < 4$ → $\frac{40}{30}$ =1.33 < 4……CV

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30×40) cm².

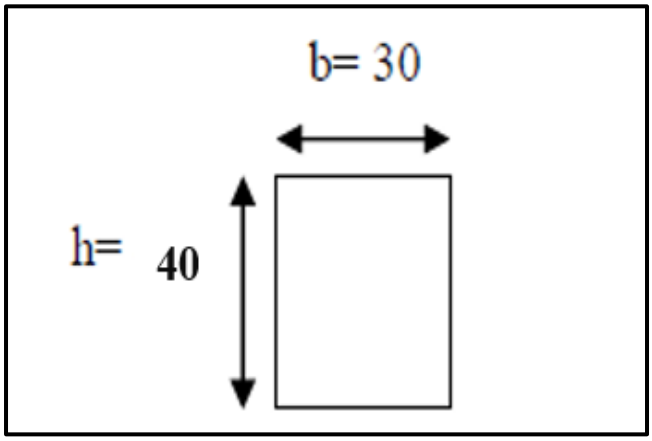


Figure II.6 : La section de la poutre principale (30×40).

II.3.1.2 Poutres secondaires :

$\frac{Lmax}{15} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{10}$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L = L_{max} = 4.30 m)

D'où :

$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10}$ → $28.66 \leq h_t \leq 43.0$

$0.4 \times 28.66 \leq b \leq 0.7 \times 43.5$ → $11.46 \leq b \leq 30.1$

Donc : soit h_t = 35 cm et b= 30 cm

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 Version 2003) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre secondaire de section (30×35).

- $b \geq 20cm$ → b=30cm> 20cm ……CV
- $h \geq 30cm$ → h=35cm >30cm ……CV
- $\frac{h}{b} < 4$ → $\frac{35}{30}$ =1.16< 4……..CV

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de (30×35) cm².

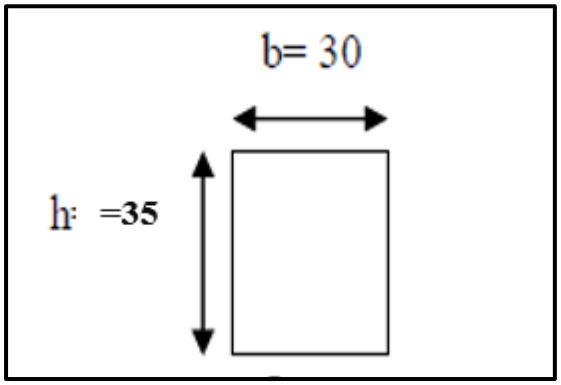


Figure II.7 : La section de la poutre secondaire (30×35).

II.3.2 Poteaux :

II.3.2.1 Détermination de section des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations.

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) [1] la dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

Min (b; h) ≥ 25 cm en zone **IIa**.

Min (b; h)≥ $\frac{he}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Avec (b ; h) :section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage (h_e =3.10 − 0.40 = 2.70m).

On prend (b ; h) = (30,40) cm²

Min (30,40) ≥25 cm → 30 cm > 25 cm CV

Min (30,40) ≥ $\frac{270}{20}$ → 30 cm >13.5cm.....CV

$0{,}25 < \frac{30}{40} = 0.75 < 4$ CV

Nous obtenons pour les poteaux **(30×40) cm²**.

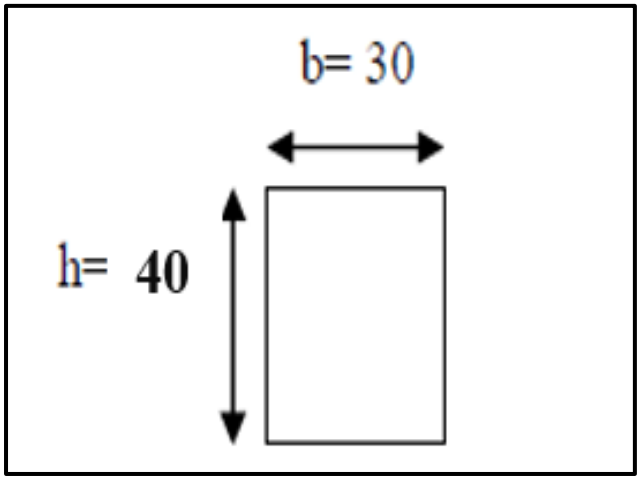


Figure II.8: La section de poteaux (30× 40).

II.3.2.2 Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

❖ **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

Les règles de BAEL 91[1234] ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2[1234] nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1 [1234]) soit :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, Q_3, ..., Q_n : Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

- Sous la terrasse : Q0.
- Sous le premier étage : Q0+Q1.
- Sous le deuxième étage : Q0+0.9(Q1+Q2).
- Sous le troisième étage : Q0+0.9(Q1+Q2+Q3).
- Pour n étage ($n \geq 5$) : Q0+[(3+n) /2n) (Q1+Q2+Q3+Q4+…+Qn).

Tableau II .7 : Dégression des charges.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
5ème	$NQ_0=1$	1
4ème	$NQ_1=Q_0+ Q_1$	2.5
3ème	$NQ_2=Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
2ème	$NQ_3=Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
1ème	$NQ_4=Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
RDC	$NQ_5=Q_0+ 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7

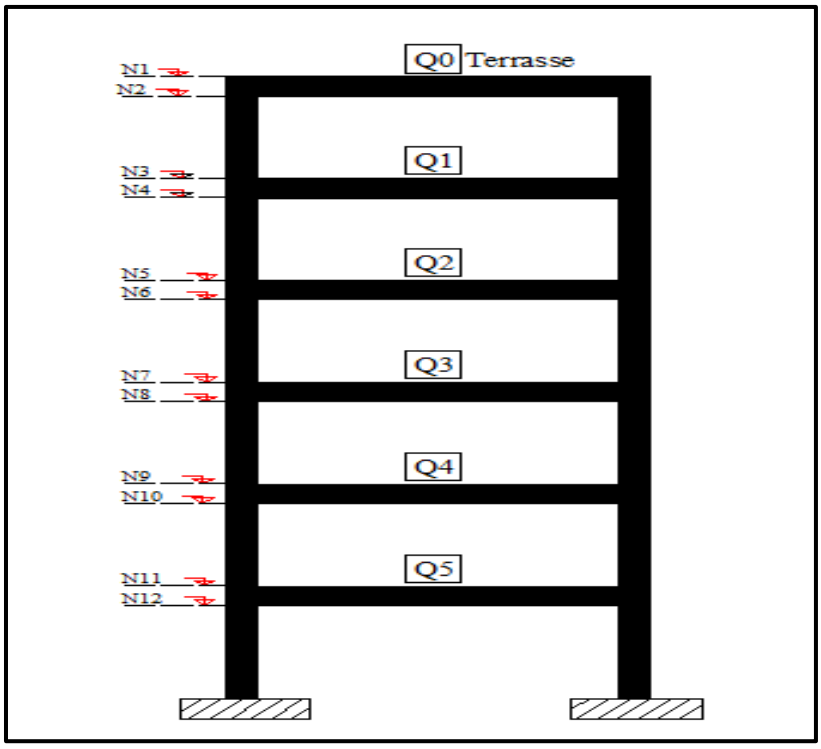


Figure II.9: Schémas statique descente des charges

❖ **Poteau le plus sollicitée :**

Figure II.10: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).

❖ **La surface afférente :**

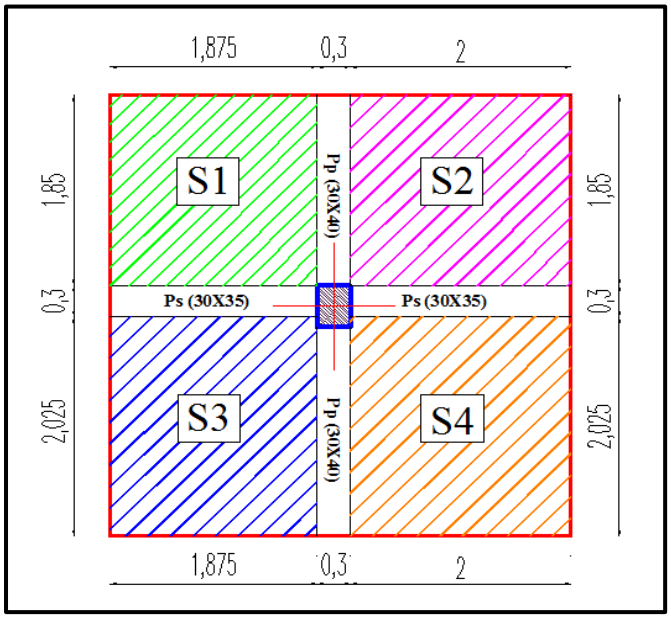


Figure II.11: Détail surface afférente (sur le plan).

S_T= S1+S2+S3+S4= [(1.875×1.85) + (1.875×2.025) + (1.85×2) +(2×2.025)] =

3.468+3.796 +3.7 + 4.05=15.014m^2

❖ **La charge permanente :**

- **Les poteaux (RDC, étage courant) :**

  G_{pot}=S× 25 × h_e=0.12 × 25×3.10= 9.30KN

- **Les poutres :**

  G_{pp} = (1.85+2.025) × 0.3 × 0.40 × 25 = 11.625 KN

  G_{ps} = (1.875+2) × 0.3 × 0.35 × 25 = 10.17KN

- **Plancher terrasse inaccessible :**

  G = 15.014× 6.33 = 95.038 KN

- **Plancher d'étage courant :**

  G = 14.782× 5.06 = 75.970 KN

Tableau II .8 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire)

Niveau	**Éléments**	**G(KN)**	**Q(KN)**
N_1	Plancher terrasse G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (30 x 35) cm^2	95.038 11.625 10.17	
	Total	116.833	15.014

N_2	Venant N_1 Poteau (30 x 40) cm^2	116.833 9.30	
	Total	126.133	
N_3	Venant N2 Plancher étage G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (25 x 35) cm^2	126.33 75.970 11.625 10.17	
	Total	224.095	37.535
N_4	Venant N_3 Poteau (30 x 30) cm^2	224.095 9.30	
	Total	233.395	
N_5	Venant N4 Plancher étage G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (25 x 35) cm^2	233.395 75.970 11.625 10.17	
	Total	331.16	57.803
N_6	Venant N_5 Poteau (30 x 30) cm^2	331.16 9.30	
	Total	340.46	
N_7	Venant N6 Plancher étage G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (25 x 35) cm^2	340.46 75.970 11.625 10.17	
	Total	438.225	75.820
N_8	Venant de N_7 Poteau (30x 30) cm^2	438.225 9.30	
	Total	447.525	
N_9	Venant de N8 Plancher étage G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (25 x 35) cm^2	447.525 75.970 11.625 10.17	
	Total	545.29	91.585
N_{10}	Venant de N_9 Poteau (30x 30) cm^2	545 .29 9.30	
	Total	554.59	
N_{11}	Venant de N10 Plancher étage G_{pp} (30 x 40) cm^2 G_{ps} (25 x 35) cm^2	554.59 75.970 11.625 10.17	
	Total	652.335	105.098
N_{12}	Venant de N_{11} Poteau (40x 40) cm^2	652.335 9.30	
	Total	**G= 661.655**	**Q =105.098**

II.3.2.3 Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4.1)

Selon l'article **B.8.4.1** le prédimensionnement est déterminé en supposant que les

Poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [2] :

$$N_u \leq \alpha \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s}$$

N_u= 1.35G + 1.5Q = [(1.35×661.655) + (1.5×105.098)] =893.234+157.647

=**1050.881 KN**

On a dans le (CBA 93 Article B.8.1.1)[3] :

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées Par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de :

- **15%** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On

Multiplie par **1.15**).

- **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées. (On multiplie par **1.1**).

Donc : pour le cas de notre bâtiment on a la charge ultime **N_u** multiplie par **1.1**

N_u =1.1 × (1050.881) = **1155.969 KN**

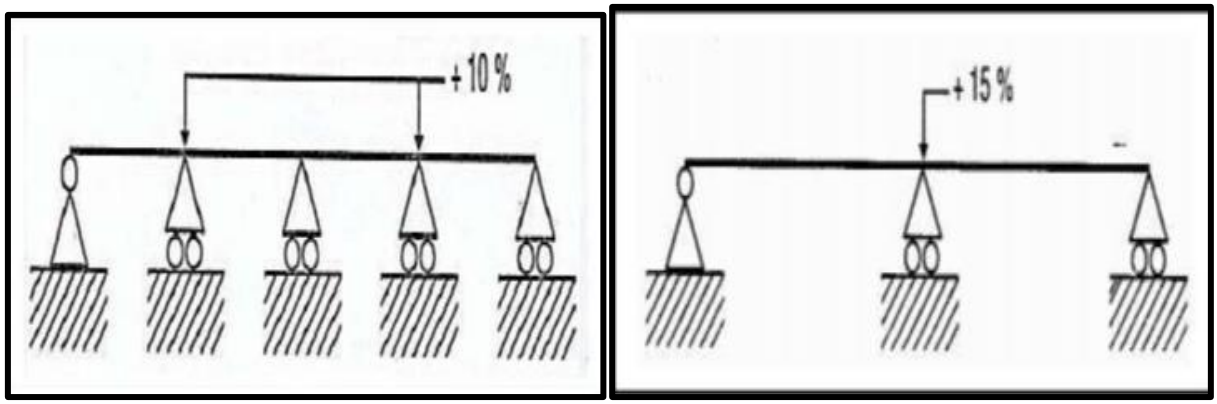


Figure II.12: schémas représenter le choix de facteur de majoration

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

Avec : B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1155.969 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.077 m^2$$

On a : **B = (b×h)** →B = (0.3×0.40) →B =0.12 m2

B = 0 .12 m^2>0.077 ……CV

- **Vérification au flambement :**

$$N_u \leq \alpha \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s}$$

Donc : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$

B_r : est la section de béton réduite du béton, obtenue en enlevant 1cm de béton sur toute la périphérie de la section : Br = (30 – 2) × (40 – 2) = 1064 cm2 = 0.1064m2

α : un coefficient de flambement en fonction de l'élancement de l'élément poteau (**λ**)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\times\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow \quad 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6\times\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow \quad 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement.

I_0 : longueur du poteau.

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.17m$

$B = 0.12m^2$

$I = \frac{0.0256}{12} = 0.16 \times 10^{-2} m^4$

$i = \sqrt{\frac{0.16 \times 10^{-2}}{0.12}} = 0.115$

$\lambda = \frac{2.17}{0.115} = 18.86 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.86}{35}\right)^2} = 0.80$

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$ Donc : $B_r \geq \frac{1155.969 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15}\right)} = 0.067 m^2$

Avec : $\frac{As}{Br}$ Représente le taux d'acier dans la section du poteau.

Le pourcentage minimal d'armature pour un poteau, qui est selon **l'article 7.4.2.1** des règles **RPA V2003**, pour la zone sismique **As = 0.8% x Br ……Zone IIa** [1].

Résultat : 0.1064 m2 > 0.067 m^2…….. Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification sont résumés aux tableaux suivants :

Tableau II .9 : Résultats des vérifications à la compression simple

Poteau	**Rdc et les étages courant**
N_u (KN)	1155.969
B_{cal} (m2)	0.077
B_{adop} (m2)	0.12

Tableau II.10 : Résultats des vérifications au flambement

Poteau	**Rdc et les étages courant**
Nu (KN)	**1155.969**
B_{adop} (m^2)	**0.12**
L_0 (m)	**3.10**
Lf (m)	**2.17**
$I.10^{-2}$ (m^4)	**0.16×10^{-2}**
i (m)	**0. 115**
λ	**18.86**
α	**0.80**
Br_{cal} (m^2)	**0.067**
Br_{adop}(m^2)	**0.1064**

II.3.3 Voile :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armée, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment. Justifier selon **l'article 7.7 de RPA** peut être généralement supporté les efforts horizontaux et d'autre part les efforts verticaux qu'il transmettre à la fondation.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien. D'après **le RPA 99 article7.7.1**, les éléments satisfaisants la condition [1]:

(L ≥ 4e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires".

L : Porté du voile. **e** : Epaisseur du voile.

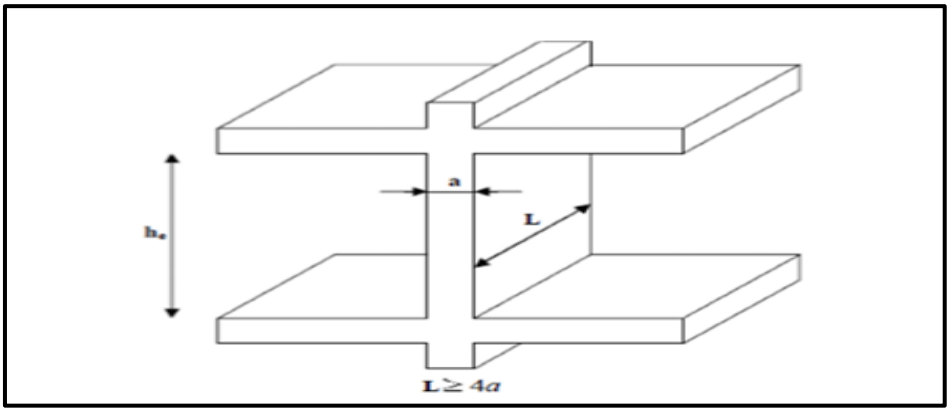


Figure II.13: Coupe d'un voile en élévation [1].

L'article (7.7.1 RPA99/V2003) nous dit que l'épaisseur minimale d'un voile est de e_{min} = 15 cm ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à dire[1] :

e ≥ max (e_{min} ; he/25 ; h_e/22 ; h_e/20) selon le cas qui se présente

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : e ≥ max (e_{min} ; h_e/25)
- Pour les voiles avec un seul about sur poteau : e ≥ max (e_{min} ; h_e/22)
- Pour les voiles à about libre : e ≥ max (e_{min} ; h_e/20)

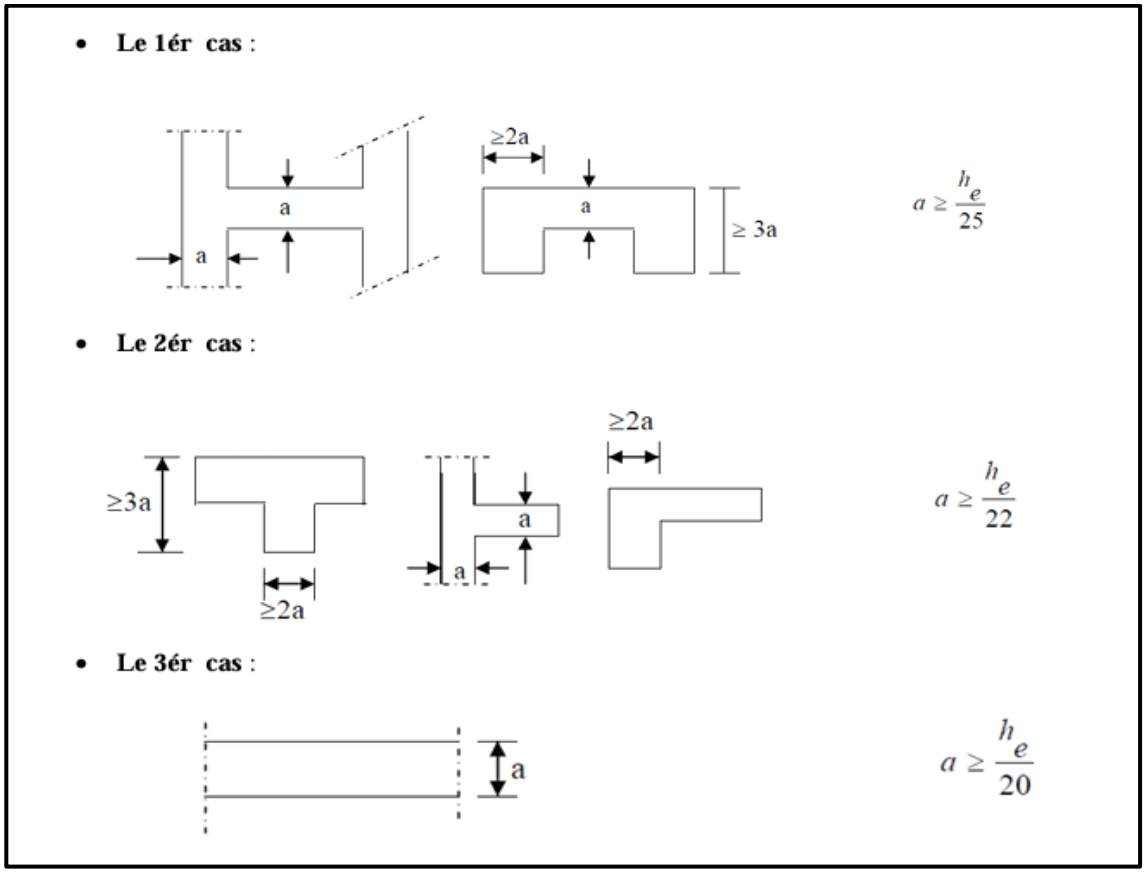


Figure II.14: Section réduite du voile.

❖ **Exemple de calcule Niveau RDC et étage courant :**

A partir de la hauteur libre d'étage h_e et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

On a : $h_e = h_{étage} - h_{poutre} \rightarrow h_e = 3.10 - 0.40 = 2.70$ m

- $e = \frac{he}{20} = \frac{270}{20} = 13.5$ cm
- $e = \frac{he}{22} = \frac{270}{22} = 12.27$ cm
- $e = \frac{he}{25} = \frac{270}{20} = 10.8$cm

Donc : e ≥ max (15 ; 13.5 ; 12.27 ; 10.8) e ≥ 15 cm

On adopte pour tous les voiles une épaisseur : **e = 20 cm.**

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.4 Conclusion chapitre 02 :

À ce chapitre on a prédimensionné tous les éléments structuraux et non structuraux de notre ouvrage, mais les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Pour clôturer ce chapitre relatif au prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

Tableau II .11 : Résultats des calculs des éléments structuraux et non structuraux

Plancher :	à corps creux 16+4 cm.
Dalle plaine :	15cm
Poutres principales :	b = 30 cm ; h = 40 cm.
Poutres secondaires :	b = 30 cm ; h = 35 cm.
Poteau : RDC 1,2,3,4,5eme étage :	(30×40) cm.
Voile :	e = 20 cm.

Donc On passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

CHAPITRE III :

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES (NON STRUCTURAUX)

Chapitre III : Ferraillage des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans chaque projet On peut distinguer deux types d'éléments :

*Les éléments porteurs principaux qui ont pour rôle de reprendre les différentes charges de la structure et contribuent directement au contreventement.

*Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous étudierons les éléments secondaires qui suivant : l'acrotère, le balcon, les escaliers et enfin les planchers.

III.2 Calcul de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

C'est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à la flexion composée due à : Un effort normal dû à son poids propre (G), Un moment dû à la surcharge (Q).

III.2.2 Evaluation des Charges :

- Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- ✓ Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.
- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.

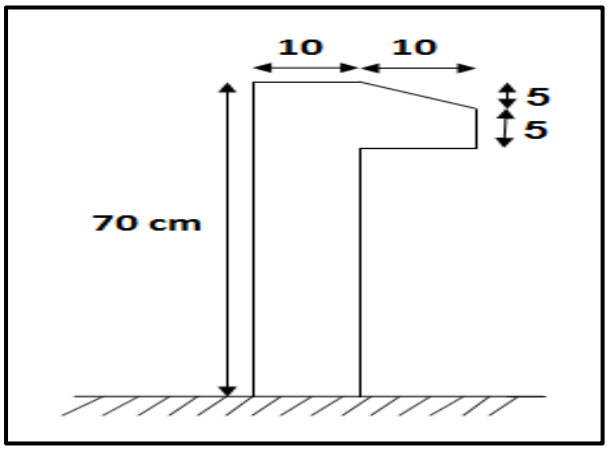


Figure III.1: Schéma de l'acrotère.

a) Charge Permanente (G) :

-calcule surface acrotère :

$S = S_1 + S_2 + S_3 = (0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.05 \times 0.1)/2 = 0.0775 m^2$

-Poids propre de l'acrotère :

$$\mathbf{G_{ac} = S \times \rho}$$

-$\mathbf{G_{ac}}$: Poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

-$\boldsymbol{\rho}$: Poids volumique du béton($\rho = 25\ KN/m^3$).

$\mathbf{G_{ac}} = 0.0775 \times 25 \rightarrow G_{ac} = 1.94\ KN/m$

-Poids de l'enduit de ciment :

$G_{ciment}=14\times(0.7+0.1+0.1+0.05+0.6+0.1)\times 0.02= 0.462KN/m$

Donc :

$G_{total} = 1.94+ 0.462 =2.402$ KN/m

b) Surcharge(Q) selon D.T.R.B.C.2.2[4]:

Q= 1 KN/m (plancher terrasse inaccessible).

Tableau III.1 : Charge permanente et exploitation de l'acrotère

Désignation	**Charge**
Charge permanente totale	G=2.402 KN/ml
Surcharge d'exploitation	Q= 1 KN/ml

c)Vérification au séisme (Forces horizontales FP) :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante [1] :

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

Avec :

C_p **:** Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8.

W_p **:** Poids de l'élément.

A = coefficient d'accélération (zone **II**, groupe d'usage **2**).

Dans notre cas :

Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Mila) $\rightarrow A = 0.15$

élément en console $\rightarrow$ $C_p = 0.8$

poids de l acrotere $\rightarrow$ $W_p = 2.402$ KN. ml

D'où :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.402 = 1.15$ KN/ml

$F_p = 1.15 \leq 1.5Q = 1.5$ ..... condition vérifie.

Alors, le ferraillage sera donc donné par les sollicitions Q , G

III.2.3 Sollicitations :

a) Etat limite ultime :

$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.402 = 3.242$KN /ml

$M_u = 1.5\ Qh = 1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05$ KN. m/ml

$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5$KN

b) Etat limite de service :

$N_s = G = W = 2.402$ KN

$M_s = Q\,h = 1 \times 0.7 = 0.7$ KN. m

$T_s = Q = 1$ KN

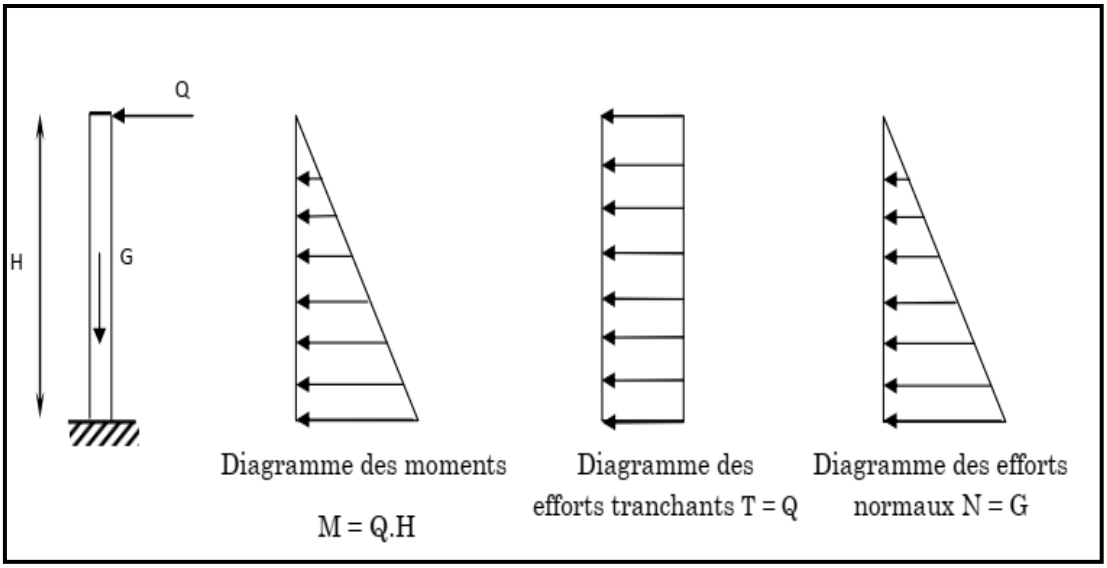


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère et Diagramme des efforts.

III.2.4 Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

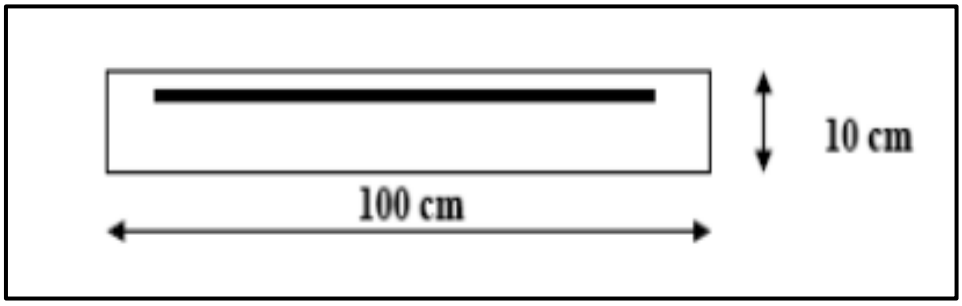


Figure III.3: Section théorique pour le ferraillage de l`acrotère

Les dimensions de la section sont :

h = 10cm.
b = 100cm ; d = 0.9 cm.
h = 0.9 × 10 = 09 cm.

Dont la fissuration est considérée comme préjudiciable, car ce sont des éléments exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. …). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4.1 Vérification a L'ELU :

a/ Calcul de l'excentricité :

Selon l'article (A.4.4) du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul [2]:

$e= e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

e_1 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.
e_2: Excentricité dus aux effets de second ordre.
e_a : Excentricité additionnelle.

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1) :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.242} = 0.32\ m = 32\ cm$$

$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6}$ =0.016 m …… (Cv)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif **M_f** par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre on doit vérifier que :

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

Calcul de l'élancement :

$l_f = 2\times l_0 = 2\times 0{,}7 = 1.4$ m

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Avec $I = \frac{b.h^3}{12}$ et B = b × h donc i = 0.029 m

$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{1.4}{0.029} = 48.27$

$\lambda_{max} \leq$ max (50, min [67 × e_0/h,100])

$\lambda_{max} \leq 100$ → $\lambda = 48.27 < 100$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$\alpha = 10\ (1-(Mu\ /1{,}5\ M_{ser})) = 0$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,4^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0{,}012m$$

- **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$e_a > \text{Max}(2cm, l_0/250) = \text{Max}(2cm, 70/250) \Rightarrow e_a = 0{,}02m$

Alors : $e_T = e_1 + e_2 + e_a$ =0.40+0.012+0.02 = 0.432m

$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2}$ = 0.05 m …… (Cv)

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

- **Moment fictif (M_{ua}) :**

On a : $\frac{l_f}{h} = 14$

$\frac{l_f}{h} < \text{Max}\left(15, \frac{20.e_1}{h}\right) = 15cm$ Donc On tiendra compte des effets du second ordre. On majore N_u, M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale : La sollicitation corrigée.

N_u'=3.242 KN

$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 3.242 \times 0.432 = 1.40$ KN.m

$$M_{ua} = Mu' + Nu' \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.40 + 3.242 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.46 \text{KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

b/ 1ère étape : étape fictive :

$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.46}{0.09^2 \times 14.20} \times 10^{-3} = 0.012 \Rightarrow \mu = 0.012 < 0.186$ **pivot (A)**.

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$\boldsymbol{\alpha = 0.016}$

$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.089m}$

$\varepsilon = 10‰$

$\boldsymbol{\sigma s = 348MPA}$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{1.46 \times 10^6}{8.9 \times 10 \times 348}\right)$$

$\mathbf{A_{ul} = 47.13\ mm^2 = 0.47cm^2}$

c/ 2ème étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (Au).

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u'}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \sigma_{slo}$

$$A_u = (0.47 \times 10^2) - \frac{3.242 \times 10^3}{348} = 37.68mm^2 = 0.37cm^2$$

III.2.4.2 Vérification à L'ELS :

M_{ser}= 0.7 KN.m/ml

N_{ser} = 2.402 KN/ml.

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.402} = 0.29m \Rightarrow e_0 = 29$ cm

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167$ m$\Rightarrow e_1 = 1.67$ cm

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0.7 + 2.402 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.79$ KN.m/ml

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28}$ = **15MPa**

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)[2].

$\bar{\sigma}_{st} = min\{2/3 f_e; max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\}$= 201.63MPa

$X = \frac{15\times \bar{\sigma}_{bc}}{15\times\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}}\times d = \frac{15\times15}{15\times15+201.63}\times 0.09 = 0.047$ m

$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074$ m

$M_1 = \frac{1}{2}\, b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2}\times(1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.052$ MN.m/ml

$M_{ser/A} = 0.079\times10^{-2}$ MN.m/ml < M_1= 0.052MN.m/ml.

$M_{ser/A} < M_1$ ⇒ Section sans armatures comprimées (SSAC).

$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.079\times10^{-2}}{0.074\times201.63} = 0.52 cm^2$

$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.52\times10^{-4} - \frac{0.24\times10^{-2}}{201.63} = 0.40\ cm^2$

A_{ser} = 0.40 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq \max\left(\frac{b\times h}{1000}; 0.23\frac{f_{t28}}{f_e} b \times d\right) = \max\left(\frac{100\times10}{1000}; 0.23\frac{2.1}{400}1000\times0.9\right)$

$=$ Max (1 cm² ;1.08 cm²)=**1.08cm²**

Donc As > max (A_u ; A_{ser}; A_{min}) → As > max (0.37; 0.40; 1.08)

Donc on prend : A = 1.08 cm² ; On adopte : **4HA8** = 2.01 cm², espacée de 20cm

- **Armature de répartition :**

$A_r = A_s / 4$ = 0,5025 cm²

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

- **Vérification au cisaillement :**

$\bar{\tau}_u$ = min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, 4MPa) = min (0.15 $\frac{25}{1.5}$; 4MPa) = 2.5MPa

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5$ KN / ml

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\times d} = \frac{1.5}{1\times0.09} = 0.017$ MPa

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⇒ Condition vérifiée.

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

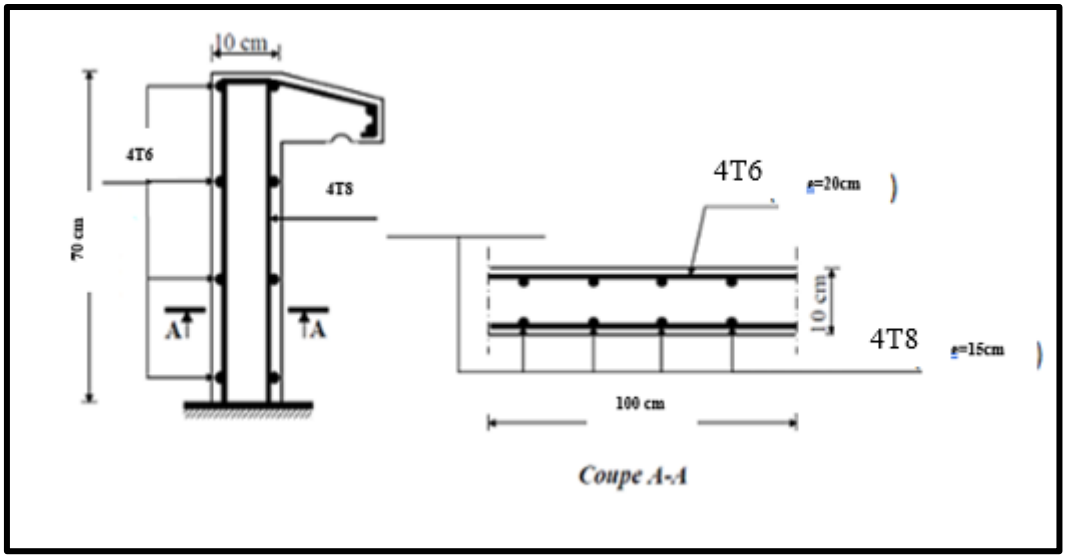


Figure III.4: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons :

III.3.1 Définition :

Les balcons sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Et sont des éléments décoration dans les bâtiments.

Le calcul des balcons se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites).

Si le balcon est dalle pleine encastrée dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console.

Si le balcon est une dalle pleine sur deux en « L », trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

III.3.2 Evaluation des charges :

D'après le chapitre 02 on a les valeurs suivantes :

-e_{dalle}= 15cm
- Charges d'exploitations : Q = 3.5 KN/m².
- Charge permanente : G = 5.33 KN/m².
-Poids propre du garde-corps : g (p) = 1 KN/m

Le balcon sera calculé en **flexion simple** soumise à son poids propre et ses surcharges d'exploitation., le calcul se fera pour une bande de 1 m.

Pour 1 ml :

G = 5.33 KN/m

Q = 3.50 KN/m

❖ **Détermination des charges :**

ELU :

q_u = 1.35G+1.5Q=1.35×5.33+1.5×3.50=12.45kn/m

p_u =1.35P=1.35×1=1.35kn/m

ELS :

q_s = G+Q=5.33+3.50=8.83kn/m
p_s =1 P=1kn/m

III.3.3 Sollicitations :

$$\sum F_y = 0 = R_A - p_u - q_u L_0$$

ELU :

$R_A = (q_u \times L_0) + (p_u)$= (12.45×1.7) +(1.35) =22.515kn/ml
$M_u = (q_u \times L^2/2) + (P_u \times L)$ = (12.45×1.7² /2) +(1.35×1.7) =20. 285kn.m
$T_u = (q_u \times L) + (P_u)$= (12.45×1.7) +(1.35) =22.515kn/ml

ELS :

$R_A = (q_s \times L_0) + (Ps)$ =16.01kn/ml
$M_s = (q_s \times L^2/2) + (P_s \times L_0)$ =14. 459kn.m
$T_s = (q_s \times L_0) + (P_s)$=16.01kn/ml

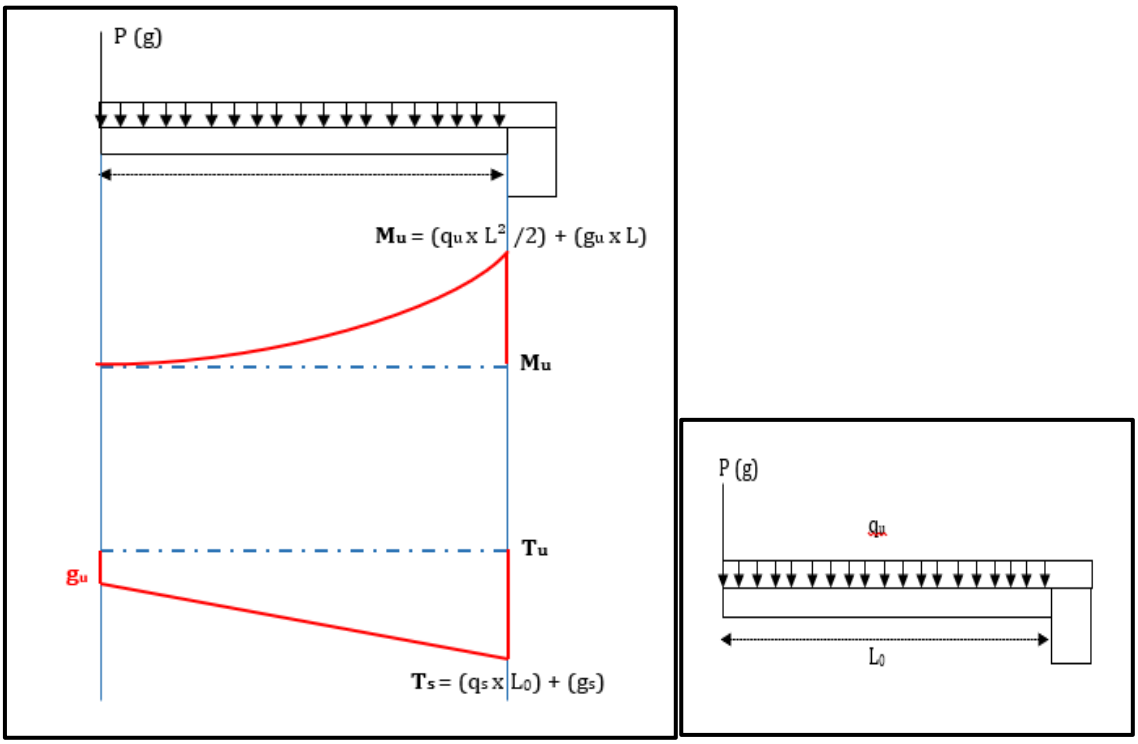


Figure III.5: Schéma statique de balcon +diagramme d'effort et moment

III.3.4 Détermination du ferraillage :

❖ Calcule Moment ultime réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

-b =1m
-h=15 cm

-d= 0.9×h=13.5cm

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$; $\theta = 1$ $donc$ $f_{bu} = \frac{0.85\times25}{1.5} = 14.16$Mpa

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b\times d^2\times fbu} = \frac{20.285*10\text{^}6}{1000\times135^2\times14.16} = 0.0786 < 0.186$

Si ≤ 0.186 donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires

A's = 0

$\alpha = 1.25\left(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}\right) = 0.102$

Z = d (1-0.4α)=12.94

$A_u = \frac{Mu}{Z\times\sigma s} = \frac{20.285\times10\text{^}6}{12.94\times348} = 4.5\text{cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{min}=0.23×b×d× $\frac{ft28}{fe}$=1.63cm²

Donc Amin=1.63cm²

As= max (A_{min} ; A_u) = max (1.63 ;4.5) → On adopte : **4HA12 → As=4.52cm²**

Espacement maximal :

St ≤ min(3h ;33cm) = min (3×15cm ;33cm) → **St=33cm**

Armature de répartition :

Ar = $\frac{As}{4} = \frac{4.52}{4}$ =1.13cm² → On adopte : **3HA8=1.51cm²**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.51\times10\text{^}3}{1000\times135}$ =0.167MPa

$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ MPa\right)$=2.5MPa (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0.167MPa \leq \overline{\tau u}$ =2.5MPa

Remarque : Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :**

On vérifie que :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma b} = 0.6 f_{c28}$

$\overline{\sigma b} = 15LMPa$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}\,Y}{I}$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

La position de l'axe neutre :

$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)\grave{A}_s - \eta(d-y)A_s$

$\eta = 15$ Si pivot A ($\grave{A}_s$=0)

50×y²−15× (13.5−y) × 4.52 = 0

y =3.65

Détermination du moment d'inertie :

$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta A_s(d-y)^2 + \eta\acute{A}_s(d-y)$

I= $\frac{100\times3.65^3}{3}$ +15×4.52(13.5-3.65) ² = 8199.02cm²

$\sigma_b = \frac{14.459\times10^6\times36.5}{8199.02\times10^4}$ =6.43MPa

$\sigma_b = 6.43\text{mpa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{Mpa}$……vérifiée.

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

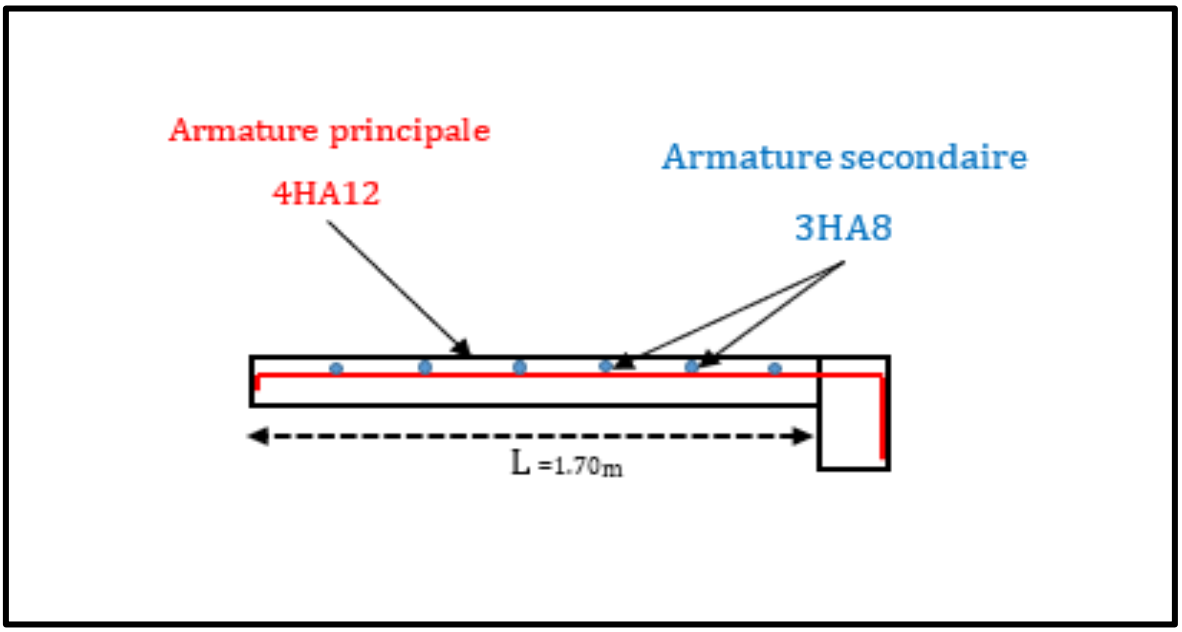


Figure III.6: Schéma du ferraillage de balcon

III.4 Calcul des escaliers :

III.4.1 Définition :

L'escalier est un élément constructif de circulation verticale permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est constitué d'une succession de marches et de contre marches. Il peut être en béton armé coulé en place ou préfabriqué, en métal, en bois… etc.

III.4.2 Terminologie :

Les escaliers sont composés de différents éléments (volées, palier, paillasse …).

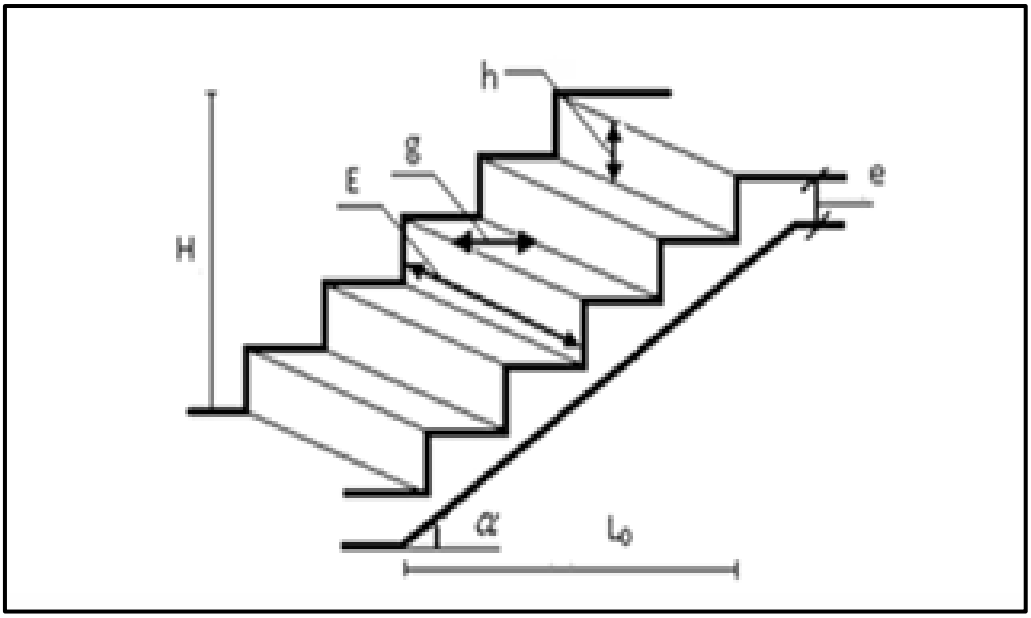


Figure III.7: Schéma terminologie d'escalier.

e: Epaisseur d'escalier
L_0 : Longueur projeté de la paillasse
h: Hauteur du contre marche
α: Inclinaison de la paillasse
E : Emmarchement.
L′: longueur réelle de l'escalier.
Hv : hauteur d'une volée.
L: longueur réelle de la volée.
g : giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

- Escaliers droits à deux volées, du RDC jusqu'au dernier étage.
- Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

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

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm.
On fixe la hauteur de la marche h à 17 cm et le giron g = 30cm.

$2h + g = 2(17) + 30 = 64 \quad \rightarrow \quad 59\ cm \leq 64 \leq 66\ cm$ …….. Condition vérifié.

-La hauteur de volé est égale à : $h_v = \frac{H}{2} = \frac{310}{2} = 155cm$

- Nombre des contres marches : $n = \frac{H_V}{h} = \frac{155}{17} = 9 \rightarrow$ n = 9 contres marches.

-Nombre des marches : $N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow N_m = 8$ marches.

-Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_V}{L_f}$$

$$L_f = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 2{,}4\ m$$

$$\tan \alpha = \frac{1{,}55}{2{,}4} = 0{,}646$$

$\alpha = 32{,}856°$

-L'épaisseur de palier et de volée :

-La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) est : $L_{paillasse} = \frac{H_V}{\sin\alpha} = \frac{1{,}55}{0{,}543} = 2{,}855$

-L'épaisseur de la paillasse est :

$L = L_{paillasse} + L_{palier} = 2{,}855 + 1{,}30 = 4{,}155$ m

-Selon la condition suivante :

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

Donc : $0{,}13 \text{ m} \leq e \leq 0{,}20\text{m}$

On prend : **e =15cm** pour épaisseur de palier et paillasse.

Note : est comme on a la même hauteur d'étage (3.10m) dans tous les niveaux se calcule reste valable pour chaque niveau et pour les deux volet 1 et 2 (voire le plan d'architecture).

III.4.3 Schéma statique :

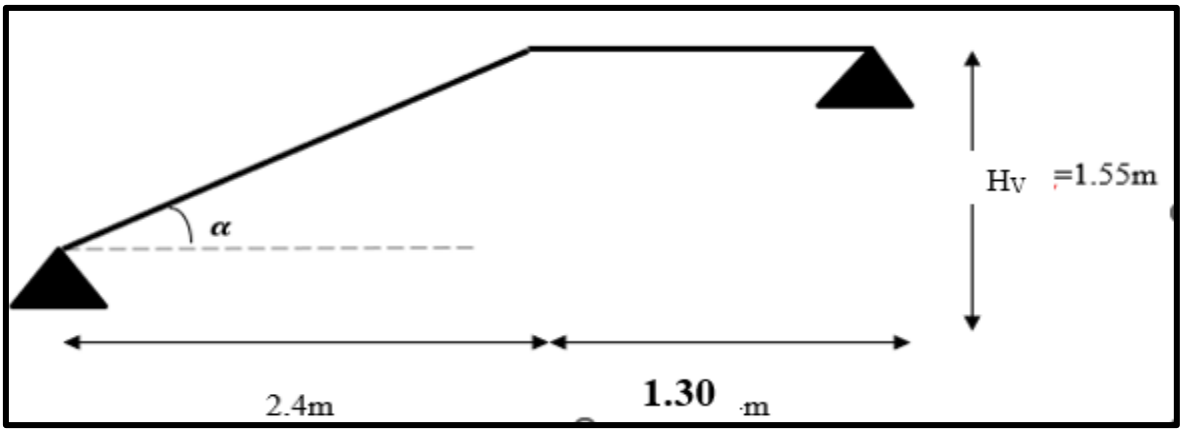


Figure III.8: Schéma statique d'escalier.

III.4.4 Charges et surcharges : (DTRB.C.2-2)[4]

❖ **Palier :**

Tableau III.2 : Charges permanentes de palier.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				**G = 5.31**
Surcharge d'exploitation				**Q=2.5**

❖ **Paillasse :**

Tableau III.3 : Charges permanentes de Paillasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Carrelage horizontale	2	22	0.44
2	Carrelage verticale	2	22	0.44
3	Mortier horizontale	2	20	0.4
4	Mortier verticale	2	20	0.4
5	Lit de sable	2	18	0.36
6	Paillasse	15/cos32.856	25	4.46
7	Marche	17/2	22	1.87
8	Enduit de ciment	2	18	0.36
9	Garde-corps	/	/	0.6
Charge permanente totale				**G = 9.33**
Surcharge d'exploitation				**Q=2.5**

III.4.5 Combinaisons des charges :

III.4.5.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

ELU :

-Palier :

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.92\ KN/m$$

-Paillasse :

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 9.33 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.35\ KN/m$$

ELS :

-Palier :

$$q_s = (G + Q) \times 1\ m = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81\ KN/m$$

-Paillasse :

$p_s = (G + Q) \times 1\ m = (9.33 + 2.5) \times 1 = 11.83\ KN/m$

Tableau III.4 : Evaluation de charges escalier.

Désignation	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	16.35	10.92
ELS	11.83	7.81

III.4.5.2 Calculs sollicitation :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

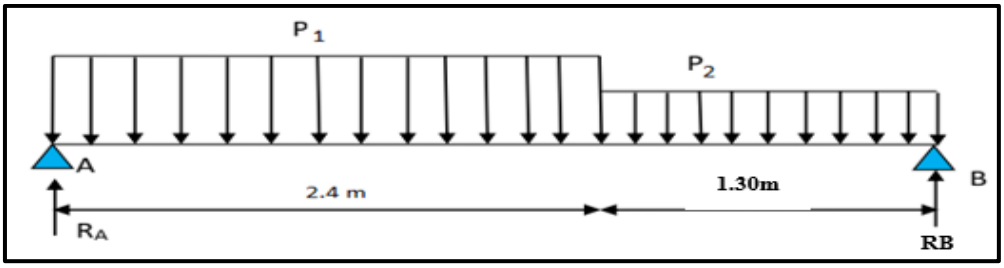


Figure III.9 : Schéma statique pour calcul des sollicitations

a- ELU :

Détermination de sollicitation :

La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times l_1 + P_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{16.35 \times 2.4 + 10.92 \times 1.3}{2.4 + 1.3} = 14.44 KN/m$$

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} = \frac{14.44 \times 3.7^2}{8} = 24.71 KN/m$$

L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{14.44 \times 3.7}{2} = 26.71 KN$$

Le moment sur appuis :

$$M_a = 0.3 M_0 = 7.413 KN.m$$

Le moment sur travée :

$$M^t = 0.85 M_0 = 21.00\ KN.m$$

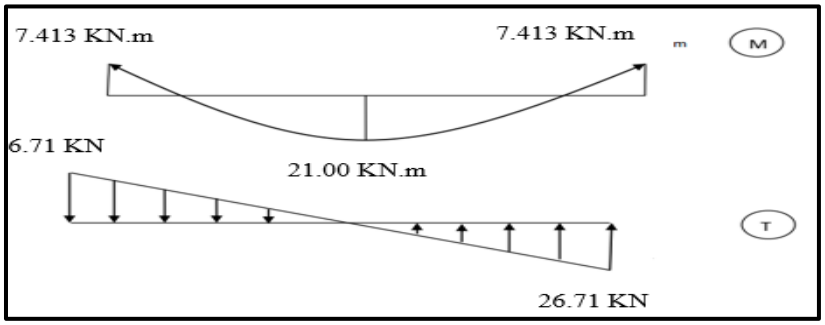


Figure III.10 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

b- ELS :

Détermination de sollicitation :

- **La charge équivalente :**

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times l_1 + P_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{11.83 \times 2.4 + 7.81 \times 1.3}{2.4 + 1.3} = 10.42 KN/m$$

- **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} = \frac{10.42 \times 3.7^2}{8} = 17.83 KN/m$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{10.42 \times 3.7}{2} = 19.27 KN$$

- **Le moment sur appuis :**

$$Ma = 0.3M_0 = 5.34\ KN.m$$

- **Le moment sur travée :**

$$M^t = 0.85M_0 = 15.15 KN.m$$

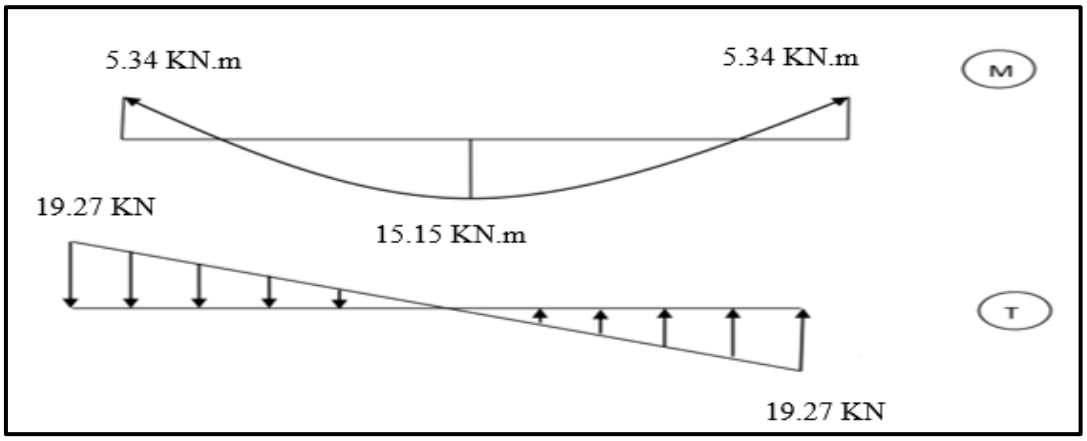


Figure III.11 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

III.4.5.3 calcule ferraillage :

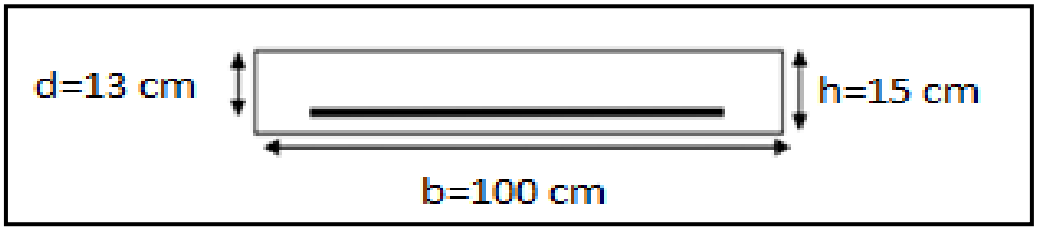


Figure III.12 : Section à ferrailler.

❖ **En appuis**

$$M_a = 7.413\ KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{7.413 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.16} = 0.031$$

$\mu_{bu} = 0.031 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow$ Pivot A.

$\mu_{bu} = 0.031 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$

$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 130(1 - 0.4 \times 0.039) = 127.97 \text{mm}$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.413 \times 10^6}{127.97 \times \frac{400}{1.15}} = 166.46 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.66 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa.

$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.98 \text{ mm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$

Donc $A_s = \max(A_{cal} = 1.66; A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA10 $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_t = 25 \leq 33\text{cm}$ …… …… CV

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 $= 1.51 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximale :**

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_t = 33 \leq 45\text{cm}$ ……..CV

Tableau III.5 : Tableau de ferraillage à l'ELU.

M (KN.m)	**μ_{bu}**	**α_u**	**z (mm)**	**A_{cal} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**	**S_t**
7.413	0.031	0.039	127.97	1.66	1.57	**3HA10 = 2.36**	25

Sur travée :

$M_t = 21.00 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{21 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.16} = 0.087$$

$\mu_{bu} = 0.087 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow$ Pivot A

$\mu_{bu} = 0.087 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$\alpha_u = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow \alpha_u = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}\right) = 0.113$

$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 130\,(1 - 0.4 \times 0.113) = 124.12\text{mm}$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.00 \times 10^6}{124.12 \times \frac{400}{1.15}} = 486.43\ \text{mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 4.86\ \text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MPa.

$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.98\ \text{mm}^2 = 1.57\ \text{cm}^2$

Donc : $A_s = \max(A_{cal} = 4.86\ \text{cm}^2;\ A_{min} = 1.57\ \text{cm}^2)$

On adopte : 5HA12 soit $A_s = 5.65\ \text{cm}^2$

- **Espacement maximale :**

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15\ \text{cm};\ 33\text{cm}) = 33\ \text{cm}$

$S_t = 25 \leq 33$ cm ……. CV

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ \text{cm}^2$$

On adopte : 4HA8 $= 2.01\ \text{cm}^2$

- **Espacement maximale :**

$S_t \leq \min(4h;\ 45\ \text{cm}) = \min(4 \times 15\ \text{cm};\ 45\text{cm}) = 33\ \text{cm}$

$S_t = 33 \leq 45\text{cm}$ …… CV

Tableau III.6 : Tableau de ferraillage à l'ELU

M (KN.m)	**μ_{bu}**	**α_u**	**z (mm)**	**A_{cal} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**	**S_t**
21.00	0.087	0.113	124.12	4.86	1.57	**5HA12 = 5.65**	25

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{26.71 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.205\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.205$ MPa

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = \min(3.33MPa ; 4\ MPa) = 3.33\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = 0.206\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV.$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

❖ **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\eta = 15 \qquad A'_s = 0 \qquad A_s = 5.65$$

$$\frac{1}{2} b\, y^2 + n(d-y)A'_s - n(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13-y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 3.91\ cm$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b\, y^3 + n(d-y)^2 A_s + n(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.91^3 + 15 \times (13-3.91)^2 \times 5.65 = 8995.28\ cm^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15.15 \times 10^6 \times 39.1}{8995.28 \times 10^4} = 6.59\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.59\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots CV.$$

Les résultats trouvés en travée sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
15.15	5.65	3.91	8995.28	6.59	**Vérifié**

Les résultats trouvés en appuie sont regroupés dans le tableau suivant :

❖ **Sur appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa}$

- **Position de l'axe neutre :**

$\eta = 15 \qquad A_s' = 0 \qquad A_s = 2.36$

$\frac{1}{2} b\, y^2 + n(d-y)A_s' - n(d-y)A_s = 0$

$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13-y) \times 2.36 = 0$

$y = 2.7\ \text{cm}$

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{1}{3} b\, y^3 + n(d-y)^2 A_s + n(d-y)A_s'$

$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.7^3 + 15 \times (13-2.7)^2 \times 2.36 = 4411.686\ \text{cm}^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.34 \times 10^6 \times 27}{4411.686 \times 10^4} = 3.26\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.26\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}.$

Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS**.**

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
5.34	2.36	2.7	4411.686	3.26	**Vérifié**

- **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\, M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{4} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{CNV} \\ \frac{0.15}{4} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10\, M_0} = 0.08 & \text{CNV} \\ \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

- ✓ **Calcul de la flèche (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$M_{ser} = 17.83 \frac{KN}{m}$; $M_{ts} = 19.27 \frac{KN}{m}$; $d = 13$ cm; $L = 2.4$ cm ;

$h = 15$ cm ; $b = 100$ cm $A_s = 5.65\ cm^2$; $f_{t28} = 2.1$ MPa ; $\bar{f} = L/500$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + As \times d}{bh + 15As} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65}$$

$y = 7.14$ cm

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b \times {y_G}^3}{3} + \frac{b(h-y_G)^3}{3} + 15A_t(d-y_G)^2 + 15A_s'(y_G-d')^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 7.14^3}{3} + \frac{100 \times (15-7.14)^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13-7.14)^2$$

$$I_0 = 31229.68 cm^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2+3\,\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2+3\,\frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \rightarrow \rho = 0.0043$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0043} = 4.88 \rightarrow \lambda_i = 4.88$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0043} = 1.95 \rightarrow \lambda_v = 1.95$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 242.75 \rightarrow \sigma_s = 242.75 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75\, f_{t28}}{4\,\rho\sigma_s + f_{t28}}\right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 242.75 + 2.1}\right] = 0.42 \rightarrow \mu = 0.42$$

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 31229.68}{1+4.88 \times 0.42} = 11264.64 \rightarrow I_{fi} = 11264.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 31229.68}{1+1.95 \times 0.42} = 18885.45 \rightarrow I_{fv} = 18885.45 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10\, E_i I_{fi}} = \frac{17.83 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 11264.64 \times 10^4} = 2.83 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10\, E_v I_{fv}} = \frac{17.83 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 18885.45 \times 10^4} = 5.07 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 5.07 - 2.83 \leq \frac{2400}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.24 \leq \bar{f} = 4.8\ \text{mm} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

- **Schéma de ferraillage :**

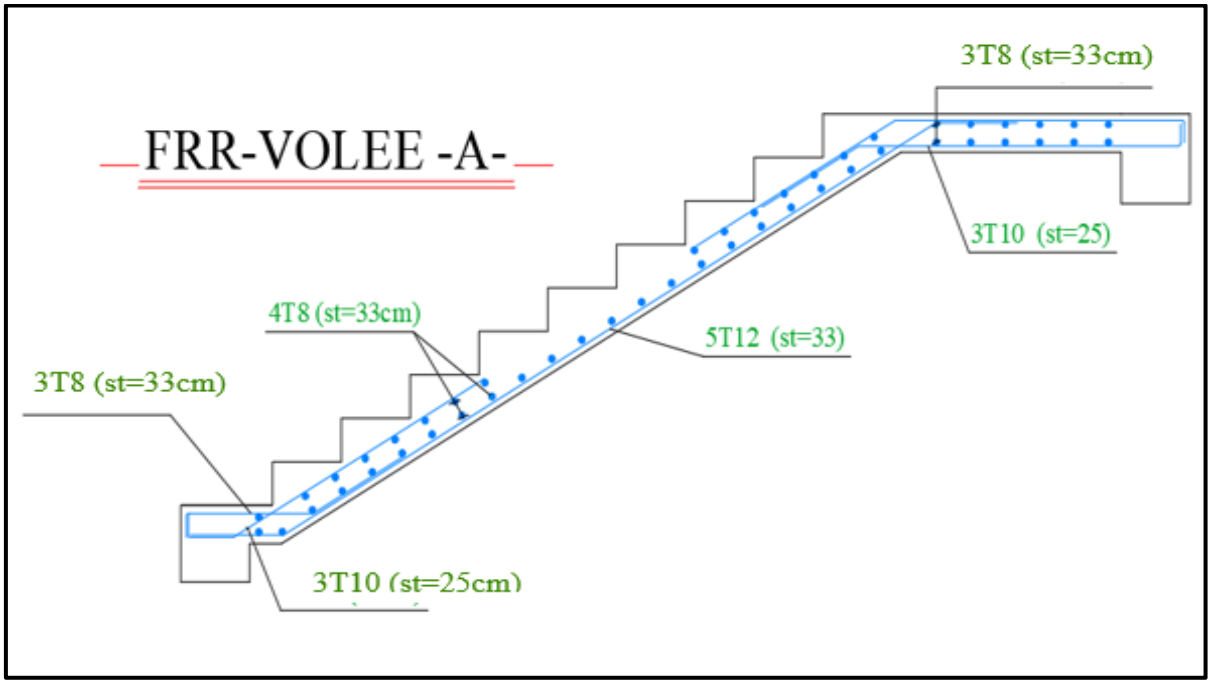


Figure III.13 : Schéma de ferraillage de l'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière :

III.5.1 Définition :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

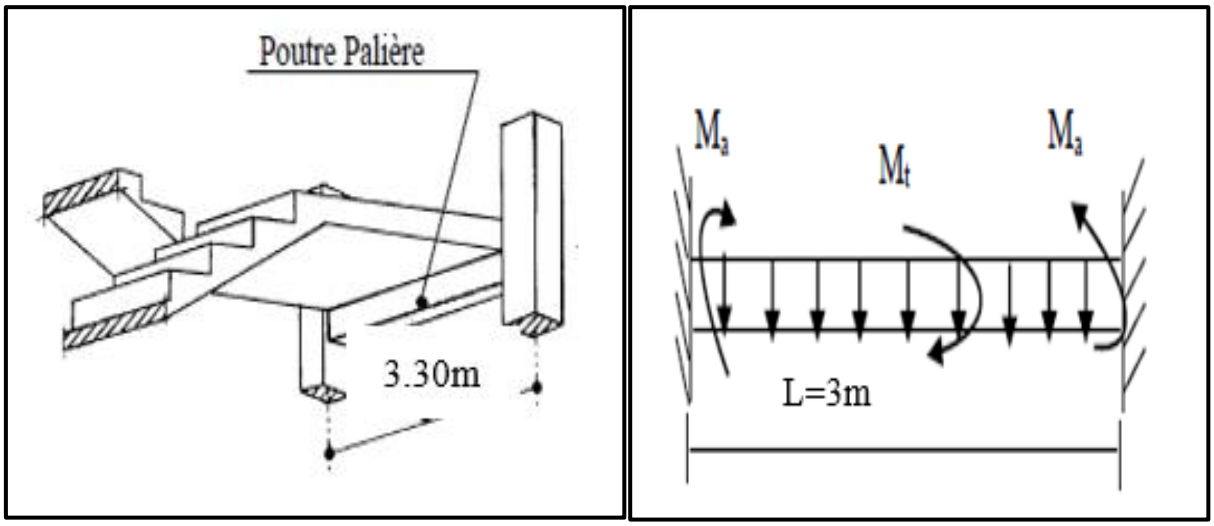


Figure III.14 : Schéma de poutre palière

III.5.2 Pré dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.
Selon le CBA 93[3]

- **La hauteur « h » de la poutre palière doit être :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ cm → $\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$ cm → $20 \leq h \leq 30$ On prend : h = 35 cm

La largeur « b » de la poutre palière doit être :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ → $9 \leq b \leq 21$ On prend : b = 30

Selon le RPA99/ version 2003 :

$h \geq 30$ et $b \geq 20$ avec $\frac{h}{b} < 4$
$h \geq 30$: h = 35…….....……..Vérifier
$b \geq 20$: b= 30 …..... Vérifier
$\frac{h}{b} < 4$ $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$ …..... Vérifier
Donc : on choisit une section de la poutre palière (b × h) = (30×35) cm²

III.5.3. Evaluation des charges :

Détermination des sollicitations :

a. Charges et surcharges : La poutre palière est sollicitée par :
Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0{,}30 \times 0{,}35 = 2.625$ KN/ml
Poids propre du mur : $P_{mur} = G_{mur} \times H_{mur} = 2.44 \times (\frac{3.10}{2} - 0.40) = 2.806$ KN/m
L'effort tranchant à l'appui : $\begin{cases} \textbf{A l'ELU} : T_U = \frac{qeq \times L}{2} = \frac{14.44 \times 3}{2} = 21{,}66 \text{ KN/ml} \\ \textbf{A l'ELS} : T_S = \frac{qeq \times L}{2} = \frac{10.42 \times 3}{2} = 15.63 \text{ KN/ml} \end{cases}$

b. Combinaison de charges et surcharges :

$$\begin{cases} \textbf{A l'ELU} : q_u = 1{,}35G = 1.35(g_0 + P_{mur}) + T_U = 1.35 \times (2.625 + 2.806) + 21{,}66 \\ q_u = 28{,}99 \text{ KN/ml} \\ \textbf{A l'ELS} : q_s = G + T_S = (g_0 + P_{mur}) + T_S = (2.625 + 2.806) + 15.63 \\ q_s = 21.06 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

c. Calcul des moments et l'effort tranchants :

ELU :

$q_u = 28.99$ KN/m
Travée : $M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 10.87$KN. m
Appui : $M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 21.74$KN. m

$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28.99 \times 3}{2} = 43.485$ KN

ELS:

$q_s = 21.06$ KN/ml

Travée : $M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 7.90$ KN. m

Appui : $M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} = 15.59$KN. m

$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.06 \times 3.4}{2} = 31.59$ KN

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9\,h = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$M_{tu} = 10.87$ KN. m

$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2\mu_{bu}}$

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

$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{10.87 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.007$

$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow$ Pivot A

$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_{\cdot} = 0$

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.009$

$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 315(1 - 0.4 \times 0.009) = 313.866$mm

$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.87 \times 10^6}{313.866 \times \frac{400}{1.15}} = 1000\ mm^2 \rightarrow A_{s(calculé)} = 1\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$

$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14\ cm^2$

$A_{min} = 1.14\ cm^2$

Donc $A_s = \max(A_{cal} = 1\ cm^2 ; A_{min} = 1.14\ cm^2)$

On adopte : 3HA10 soit $A_s = 2.36\ cm^2$

❖ **Sur appuis :**

$M_{au} = 21.74$ KN. m

$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{21.74 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.015$$

$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow$ Pivot A.

$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'. = 0.$

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.02$

$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 315(1 - 0.4 \times 0.02) = 312.48$ mm

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.74 \times 10^6}{312.48 \times \frac{400}{1.15}} = 200.02 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.00\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23\, b\, d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MPa.

$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$

Donc $A_s = \max(A_{cal} = 2.00 \text{ cm}^2; A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA10 soit $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

Tableau III.9 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
Travée	10.87	30	31.5	0.007	0.009	313.866	1.00	1.14	3HA10=2.36
Appuis	21.74	30	31.5	0.015	0.02	312.48	2.00	1.14	3HA10=2.36

III.5.5. Vérifications nécessaires :

- Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{43.485 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.46\text{MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}; 4\text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 3.33$ MPa

$\tau_u = 0.46$ MPa $\leq \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa vérifie.

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)[3]

$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.35\text{cm}$

$S_t = 15 \leq 33$ cm ……Vérifié

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45\ cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28})}{0.9\, f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.632 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.003\ cm^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.003) = 0.45\ cm^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

❖ **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

❖ **En travée :**

$$M_{ts} = 7.90\ KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\eta = 15 \qquad A_s' = 0 \qquad A_s = 1.57\ cm^2$$

$$\frac{1}{2} b\, y^2 + \eta(d - y)\, A_s' - \eta\,(d - y)\, A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 1.57 = 0$$

$$15y^2 + 23.55\, y - 741.825 = 0$$

$$y = 6.29\ cm$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b\, y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s'$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 6.29^3 + 15 \times (31.5 - 6.29)^2 \times 1.57 = 16740.09\ cm^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.90 \times 10^6 \times 62.9}{16740.09 \times 10^4} = 2.97\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.97 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa \ldots \text{vérifie.}$$

❖ **Sur appuis :**

$$M_{as} = 15.59\ KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\eta = 15 \qquad A_s' = 0 \qquad A_s = 2.36\ cm^2$$

$$\frac{1}{2} b\, y^2 + \eta(d - y)\, A_s' - \eta\,(d - y)\, A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 2.36 = 0$$

$$15y^2 + 35.4\, y - 1115.1 = 0$$

$y = 7.52$ cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 7.52^3 + 15 \times (31.5 - 7.52)^2 \times 2.36 = 24609.02 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15.59 \times 10^6 \times 75.2}{24609.02 \times 10^4} = 4.76 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.76$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ..... vérifie.

Tableau III.10 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.

Sections	**M(KN.m)**	$\mathbf{A_s(cm^2)}$	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$	$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$
Travée	7.90	1.57	6.29	16740.09	2.97	**Vérifié**
Appui	15.59	2.36	7.52	24609.02	4.76	**Vérifié**

- **Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1) [2]:**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0.35}{3} = 0.116 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{CV} \\ \frac{0.35}{3} = 0.116 \geq \frac{M_t}{10\,M_0} = 0.031 & \text{CV} \\ \frac{2.36}{30 \times 31.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

III.5.6. Calcul la poutre palière à la torsion :

❖ **Armatures longitudinales :**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier[2].

Avec :

$M_{tor} = \frac{Ma \times l}{2}$, $M_a = 0.3M_0$

Ma : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$M_{torsion} = 11.11$ KN.m

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

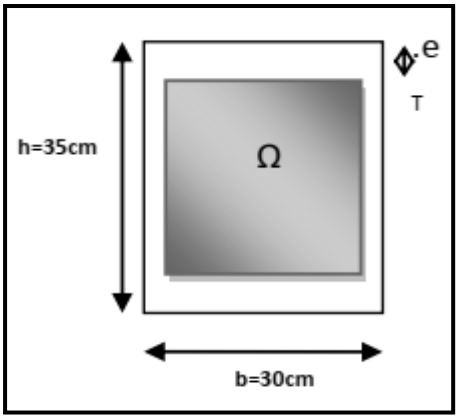


Figure III.15 : Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \emptyset/6$

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section $(b \times h)$

$\emptyset = \min(30, 35) \rightarrow \emptyset = 30$ cm

$e = 5$ cm

$\Omega = 750\ cm^2$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$U = 2[(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 110$ cm

$$A_{tor} = \frac{11.11 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 234.23\ mm^2$$

$A_{tor} = 2.34 cm^2$

- **Armatures transversales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{tor} = \frac{11.11 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 27.775\ mm^2$$

$A_{tor} = 0.27\ cm^2$

- **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{tor} = \frac{11.11 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.48\ MPa$$

On doit vérifier que :

$\tau^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec :

$$\tau_{total}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2}$$

$$\tau_{total}^{torsion} = \sqrt{(0.27)^2 + (1.48)^2} = 1.50 Mpa$$

- Fissuration peu nuisible :

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

$\bar{\tau}_u = \min(3.33MPa;\ 5\ MPa) = 3.33\ MPa$

$\tau_u = 1.50$ MPa $\leq \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa ... vérifie.

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Ferraillage globale :**

➢ **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 1.00 + \frac{2.34}{2} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➢ **Sur appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 2.00 + \frac{2.34}{2} = 3.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3HA12 = 3.39 \text{cm}^2$

- **Armature transversale :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

- Flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.46 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$\longrightarrow A_t \geq 0.24 \text{ cm}^2$

$A_t = \max(0.45 ; 0.24) = 0.45 \text{cm}^2$

- **Torsion :**

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{torsion} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.11 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 27.775 \text{ mm}^2$$

$A_t = 0.28 \text{cm}^2$

Donc : $A_t = 0.45 + 0.28 = 0.73 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} > \left(43.485 + \frac{10.87 \times 10^6}{0.9 \times 315}\right) \times \frac{1.15}{400} = 110.36 \text{ mm}^2 = 1.1 \text{cm}^2$$

$A_{tor} = 2.34 \text{ cm}^2 > 1.1 \text{cm}^2$

III.5.7. Schéma de ferraillage :

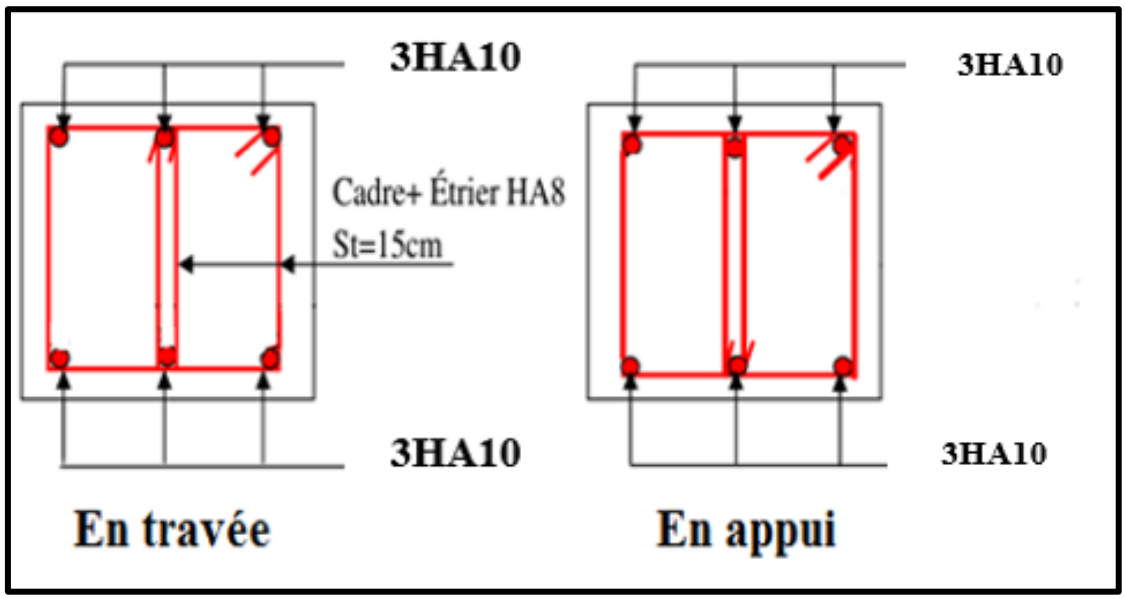


Figure III.16 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.6. Les planchers :

III.6.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilite et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles.
- Hourdis.
- Dalle de compression de 4 cm.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$G_{terrasse} = 6.33 KN/m^2 \rightarrow G = G_{terrasse} \times b = 6.33 \times 0.65 = 4.11\ KN/ml$

$Q_{terrasse} = 1\ KN/m^2 \rightarrow Q = Q_{terrasse} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65\ KN/ml$

b) Plancher étage courant :

$G_{étage\ courant} = 5.06 KN/m^2 \rightarrow G = G_{étage\ courant} \times b = 5.06 \times 0.65 = 3.28\ KN/ml$

$Q_{étage\ courant} = 1.5\ KN/m^2 \rightarrow Q = Q_{étage\ courant} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975\ KN/ml$

c) Les combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \textbf{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q \\ \textbf{ELS} : P_s = G + Q \end{cases}$$

Tableau III.11 : Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.52 (KN/m)	5.9 (KN/m)
ELS	4.76 (KN/m)	4.264(KN/m)

III.6.3. Disposition et type des poutrelles :

❖ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

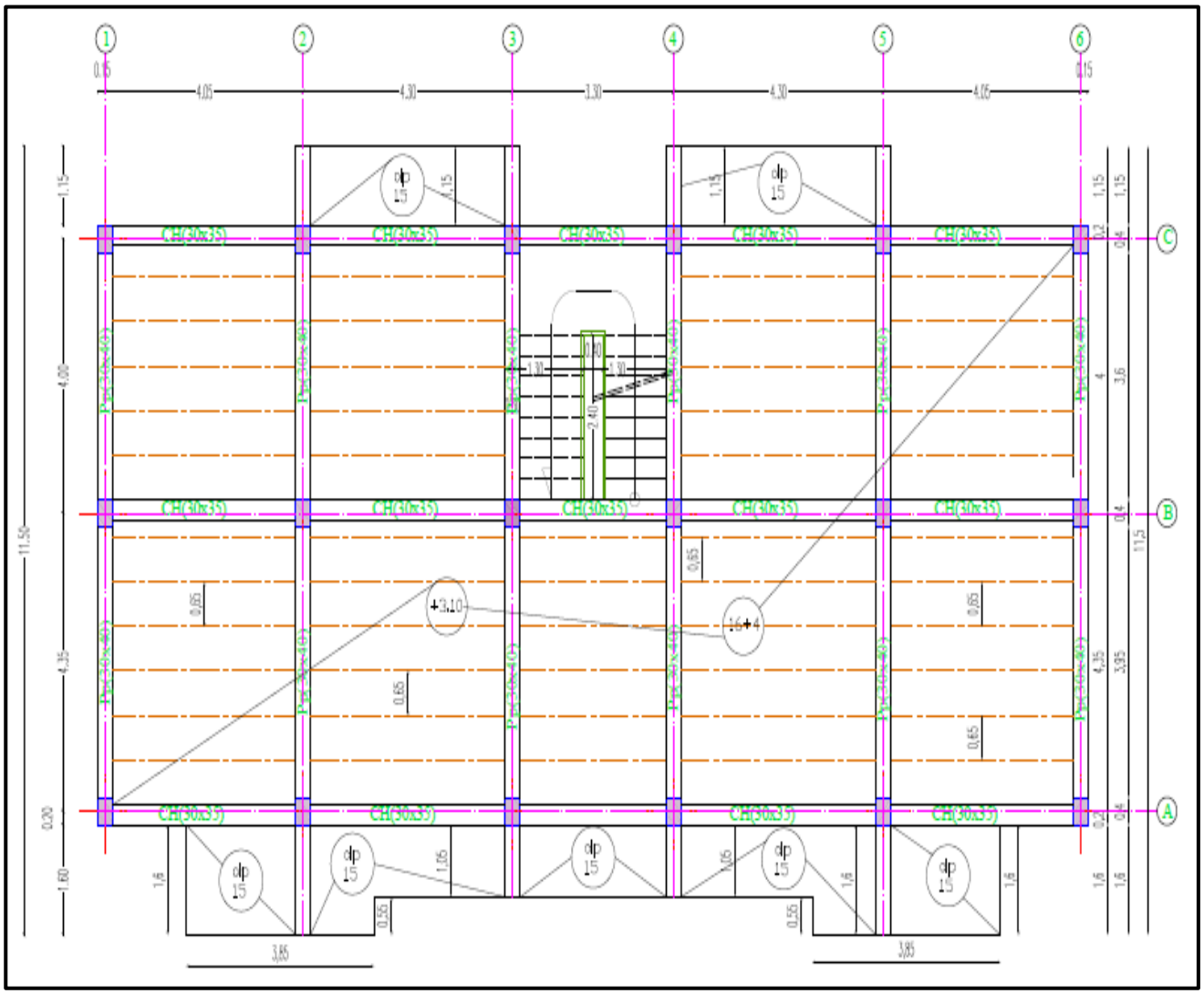


Figure III.17 : Schéma de la disposition des poutrelles sur notre plan.

❖ **Différents types de poutrelles :**

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

- **Plancher terrasse inaccessible :** on a un type de poutrelles :

Type : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :

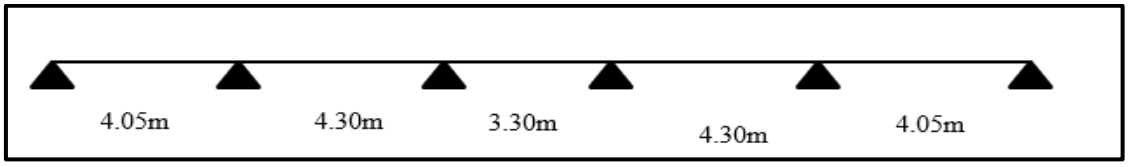


Figure III.18 : Plancher terrasse inaccessible, poutrelle sur 6 appuis à 5 travées.

- **Plancher étage courant :** on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :

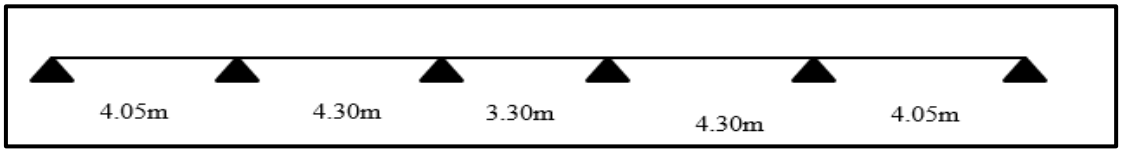


Figure III.19 : Plancher étage courant, poutrelle sur 6 appuis à 5 travées.

Type 2 : poutrelle sur 3 appuis à 2 travées :

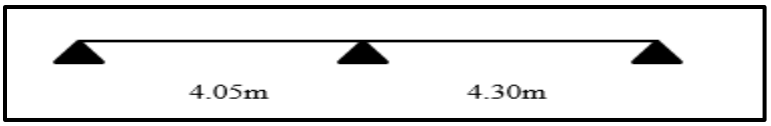


Figure III.20 : Plancher étage courant, poutrelle sur 3 appuis à 2 travées.

III.6.4. Choix de la méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.

- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifier pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée.

On doit commencer par la vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

III.6.4.1 Méthode forfaitaire (BAEL [2]) :

Conditions d'application L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

-Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $\mathbf{Q} \leq \min(\mathbf{2G}\ ;\ \mathbf{5KN/m^2})$

-Plancher terrasse inaccessible : **G = 6.33 KN/m²**

Q ≤ min (2×6.33 ;5KN/m²) =min (12.66 ; 5KN/m²) → Q =1KN/m²< min (12.66 ;5KN/m²)…….. Condition vérifiée.

- Plancher étage courant : G = 5.06 KN/m²

Q ≤ min (2× 6.33 ;5KN/m²) =min (10.12 ;5KN/m²) → Q =1.5KN/m²< min (10.12 ;5KN/m²)……. Condition vérifiée.

2-Les moments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (I = constant)

3-Le rapport entre deux travées successives : $\mathbf{0.8 \leq Li\ Li{+}1 \leq 1.25}$

$\mathbf{0.8} \leq \frac{4.05}{4.30} = 0.94 \leq \mathbf{1.25}$..... Condition vérifiée.

$\mathbf{0.8} \leq \frac{4.30}{3.30} = 1.30 > \mathbf{1.25}$..... Condition non vérifiée

$\mathbf{0.8} \leq \frac{3.30}{4.30} = 0.76 \leq \mathbf{1.25}$..... Condition vérifiée.

$\mathbf{0.8} \leq \frac{4.30}{4.05} = 1.06 \leq \mathbf{1.25}$..... Condition vérifiée.

4-La fissuration peu nuisible (la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton).

Remarque : La méthode de forfaitaire n'est pas applicable car la 3éme condition n'est pas vérifiée. Donc : on utilise la méthode de Caquot minorée.

III.6.4.2 Méthode Caquot minorée (BAEL) : [2]

Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée G' = 2/3 G. Remarque : Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

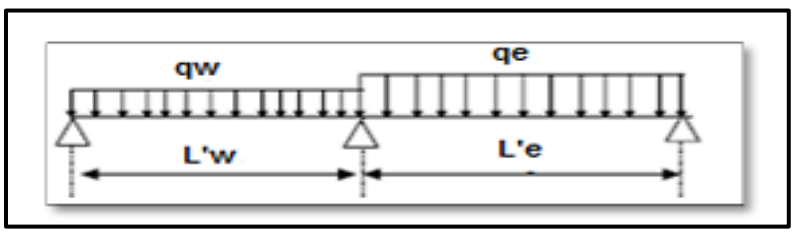


Figure III.21 : Schéma des charges applicables sur la poutre.

Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis : (d'après la B.A.E.L99)**[2]

$M_a = 0.15 \times M_0$ …...…….. Appuis de rives.

Avec : $M_0 = ql^2/8$

$M_a = -\frac{qlw'^3w+qle'^3}{8.5(l'w+l'e)}$ …….. Appuis intermédiaires

q_w: Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite.

Avec : L'=L……pour une travée de rive.

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

Où « L » représente la portée de la travée libre.

❖ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{1}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{1}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (1 - x); x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Efforts tranchants (Article E.2.2, 3) [1] :

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec : Mi : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;
M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;
li : Portée de la travée

❖ **Exemple d'application sur les poutres de plancher terrasse :**

On dispose un seul type de poutrelles représentées ci-dessous :

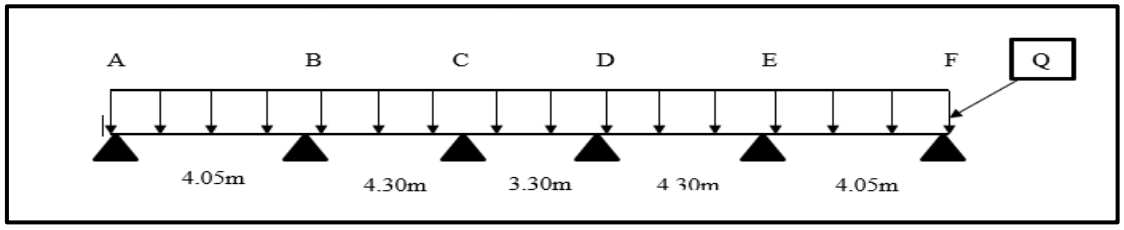


Figure III.22 : Cas des poutres de plancher terrasse (05 travée).

Calcule de la charge permanente minorée G' = 2/3 G :

Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$G'_{terrasse} = \frac{2}{3}\ 6.33 = 4.22\ \ KN/ml$

$Q_{terrasse} = 1\ KN/m^2$

Plancher étage courant :

$G'_{terrasse} = \frac{2}{3}\ 5.06 = 3.37\ \ KN/ml$

$Q_{terrasse} = 1.5\ KN/m^2$

Les combinaisons d'action :

$\begin{cases} \textbf{ELU} : P_u = 1.35G' + 1.5Q \\ \textbf{ELS} : P_s = G' + Q \end{cases}$

Tableau III.12 : Les combinaisons d'action d'après la minoration de G (2/3G)

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	4.678 (KN/m)	4.422 (KN/m)
ELS	3.393 (KN/m)	3.167(KN/m)

Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre plancher terrasse :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois types de combinaison de charge :

Cas 01 : la poutre plancher terrasse sur 6 appuis toutes les travées sont chargées (CCCCC) :

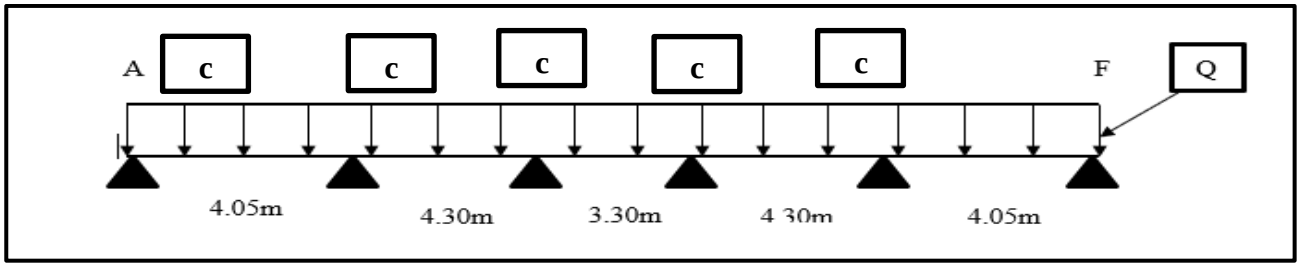


Figure III.23 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis toutes les travées sont chargées

Cas 02 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison décharger charger successivement (DCDCD) :

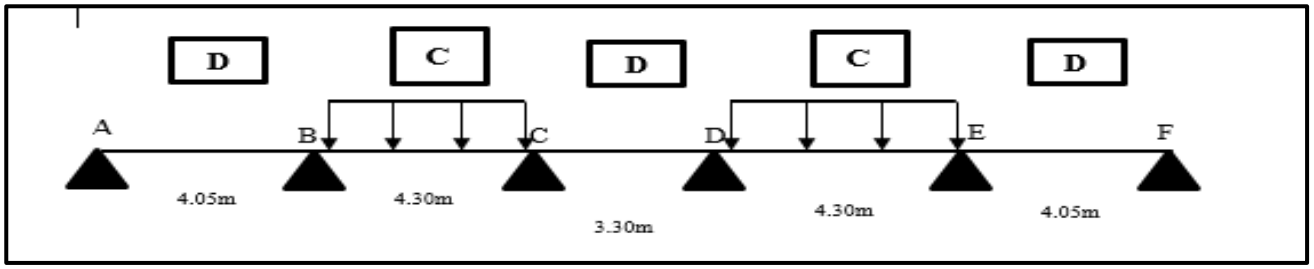


Figure III.24 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison décharger-charger successivement.

Cas 03 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison charger décharger successivement (CDCDC) :

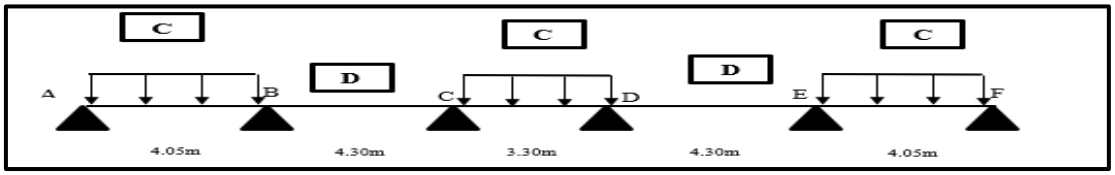


Figure III.25 : La poutre plancher terrasse sur 6 appuis, travées en combinaison charger - décharger successivement.

Avec : En **ELU : C= 1,35G+1,5Q** ; **D= 1,35G** En ELS : **C= G+Q** ; **D= G**

Pour chaque cas, on calcul les moments sur appuis et sur travée en ELU et en ELS afin de prendre le cas le plus défavorable (courbes enveloppe). A titre d'exemple on prend le cas Poutre plancher terrasse (5 travées avec 6 appuis) pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot.

❖ **Méthode de calcul Cas 01 : la poutre plancher terrasse sur 6 appuis toutes les travées sont chargées (CCCCC) :**

Calcul des moments aux appuis :

Appuis intermédiaires :

Appui -B- :

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'^3_g + q'_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

à ELU : Avec

$q'_g = q'_d = 4.678\text{KN/m}$

$l'_g = \text{lg} = 4.05 = 4.05\text{m}$

$l'_d = 0.8\,\text{ld} = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{m}$

$$M_B = -\frac{4.678 \times 4.05^3 + 4.678 \times 3.44^3}{8.5 \times (4.05 + 3.44)} \rightarrow M_B = -7.87\text{KN.m}$$

à ELS : Avec,

$q'_g = q'_d = 3.393\text{KN/m}$

$l'_g = \text{lg} = 4.05 = 4.05\text{m}$

$l'_d = 0.8\,\text{ld} = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{m}$

$$M_B = -\frac{3.393 \times 4.05^3 + 3.393 \times 3.44^3}{8.5 \times (4.05 + 3.44)} \rightarrow M_B = -5.70\text{KN.m}$$

Appui -C- :

à ELU : Avec

$q'_g = q'_d = 4.678\text{KN/m}$

$l'_g = 0.8\,\text{lg} = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{m}$

$l'_d = 0.8\,\text{ld} = 3.30 \times 0.8 = 2.64\text{m}$

$$M_C = -\frac{4.678 \times 3.44^3 + 4.678 \times 2.64^3}{8.5 \times (3.44 + 2.64)} \rightarrow M_C = -5.35\text{KN.m}$$

à ELS : Avec

$$q'_g = q'_d = 3.393\text{KN/m}$$
$$l'_g = 0.8\, l_g = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{m}$$
$$l'_d = 0.8\, l_d = 3.30 \times 0.8 = 2.64\text{m}$$
$$M_B = -\frac{3.393 \times 3.44^3 + 3.393 \times 2.64^3}{8.5 \times (3.44 + 2.64)} \rightarrow M_B = -3.88\text{KN.m}$$

Appui -D- :

à ELU : Avec

$$q'_g = q'_d = 4.678\text{KN/m}$$
$$l'_g = 0.8\, l_g = 3.30 \times 0.8 = 2.64\text{m}$$
$$l'_d = 0.8\, l_d = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{m}$$
$$M_C = -\frac{4.678 \times 2.64^3 + 4.678 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.64 + 3.44)} \rightarrow M_B = -5.35\text{KN.m}$$

à ELS : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3.393\text{KN/m}$$
$$l'_g = 0.8\, l_g = 3.30 \times 0.8 = 2.64\text{m}$$
$$l'_d = l_d \times 0.8 = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{ m}$$
$$M_B = -\frac{3.393 \times 2.64^3 + 3.393 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.64 + 3.44)} \rightarrow M_B = -3.88\text{KN.m}$$

Appui -E- :

à ELU : Avec

$$q'_g = q'_d = 4.678\text{KN/m}$$
$$l'_g = l_g \times 0.8 = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{ m}$$
$$l'_d = l_d = 4.05 = 4.05\text{m}$$
$$M_C = -\frac{4.678 \times 3.44^3 + 4.678 \times 4.05^3}{8.5 \times (3.44 + 4.05)} \rightarrow M_B = -7.87\text{KN.m}$$

à ELS : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3.393\text{KN/m}$$
$$l'_g = l_g \times 0.8 = 4.30 \times 0.8 = 3.44\text{ m}$$
$$l'_d = l_d = 4.05 = 4.05\text{m}$$
$$M_B = -\frac{3.393 \times 3.44^3 + 3.393 \times 4.05^3}{8.5 \times (4.05 + 3.44)} \rightarrow M_B = -5.70\text{KN.m}$$

- Appuis des rives : Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15M_0^{AB}; M_F = 0.15M_0^{EF}$$
$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8} = M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8} = -\frac{4.678 \times 4.05^2}{8} = -9.59\text{KN.m}$$

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8} = M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8} = -\frac{3.393 \times 4.05^2}{8} = -6.95 KN.m$$

Appui -A-et Appui -F- :

à ELU : Avec

$M_A = 0.15M_0^{AB} = M_F = 0.15M_0^{EF} = 0.15 \times (-9.51) = -1.44$ KN.m

à ELS : Avec

$M_A = 0.15M_0^{AB} = M_F = 0.15M_0^{EF} = 0.15 \times (-6.95) = -1.04$ KN.m

Calcul des moments en travées :

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on considère la charge permanente G À ELU et ELS : Soit À ELU : Soit q_u= 6.52 KN/m.et à ELS : Soit q_s=4.76 KN/m.

Travée AB :

À ELU : Soit q_u= 6.52 KN/m.

$X_0^{AB} = \frac{4.05}{2} - \frac{-1.44-(-7.87)}{6.52 \times 4.05} = 1.78$m

$M_0^{AB}(X) = 6.52\frac{1.78}{2} \times (4.05-1.78) = 13.17$KN.m

$M_t(x) = 13.17 + (-1.44) \times \left(1 - \frac{1.78}{4.05}\right) + (-7.87) \times \left(\frac{1.78}{4.05}\right) = 8.92$ KN.m

à ELS : Soit q_s=4.76 KN/m.

$X_0^{AB} = \frac{4.05}{2} - \frac{-1.04-(-5.70)}{4.76 \times 4.05} = 1.69$m

$M_0^{AB}(X) = 4.76\frac{1.69}{2} \times (4.05-1.69) = 9.49$ kn.m

$M_t(x) = 9.49 + (-1.04) \times \left(1 - \frac{1.69}{4.05}\right) + (-5.70) \times \left(\frac{1.69}{4.05}\right) = 6.52$ KN.m

Travée BC :

À ELU : Soit qu= 6.52 KN/m.

$X_0^{BC} = \frac{4.30}{2} - \frac{-7.87-(-5.35)}{6.52 \times 4.30} = 2.24$m

$M_0^{BC}(X) = 6.52\frac{2.24}{2} \times (4.30-2.24) = 15.04$ KN.m

$M_t(x) = 15.04 + (-7.87) \times \left(1 - \frac{2.24}{4.30}\right) + (-5.35) \times \left(\frac{2.24}{4.30}\right) = 8.50$KN.m

à ELS : Soit qs=4.76 KN/m.

$X_0^{BC} = \frac{4.30}{2} - \frac{-5.70-(-3.88)}{4.76 \times 4.30} = 2.24$m

$M_0^{BC}(X) = 4.76\frac{2.24}{2} \times (4.30-2.24) = 10.98$ kn.m

$M_t(x) = 10.98 + (-5.70) \times \left(1 - \frac{2.24}{4.30}\right) + (-3.88) \times \left(\frac{2.24}{4.30}\right) = 6.23$ KN.m

Travée CD :

À ELU : Soit qu= 6.52 KN/m.

$X_0^{CD}=\frac{3.30}{2}-\frac{-5.35-(-5.35)}{6.52\times3.30}$=1.65m

$M_0^{CD}(X)$=6.52 $\frac{1.65}{2}\times(3.30-1.65)$=8.88 KN.m

$M_t(x)=8.88+(-5.35)\times\left(1-\frac{1.65}{3.30}\right)+(-5.35)\times\left(\frac{1.65}{3.30}\right)$=3. 53KN.m

à ELS : Soit qs=4.76 KN/m.

$X_0^{CD}=\frac{3.30}{2}-\frac{-3.88-(-3.88)}{4.76\times3.30}$=1.65m

$M_0^{CD}(X)$=4.76 $\frac{1.65}{2}\times(3.30-1.65)$ = 6.47 kn.m

$M_t(x)=6.47+(-3.88)\times\left(1-\frac{1.65}{3.30}\right)+(-3.88)\times\left(\frac{1.65}{3.30}\right)$=2.60 KN.m

Travée DE :

à ELU : Soit q_u= 6.52 KN/m.

$X_0^{DE}=\frac{4.30}{2}-\frac{-5.35-(-7.87)}{6.52\times4.30}$ =2.06m

$M_0^{DE}(X)$=6.52$\frac{2.06}{2}\times(4.30-2.06)$=15.04 KN.m

$M_t(x)=15.04+(-5.35)\times\left(1-\frac{2.06}{4.30}\right)+(-7.87)\times\left(\frac{2.06}{4.30}\right)$=8.50KN.m

à ELS : Soit q_s=4.76 KN/m.

$X_0^{DE}=\frac{4.30}{2}-\frac{-3.88-(-5.70)}{4.76\times4.30}$ =2.06m

$M_0^{DE}(X)$=4.76$\frac{2.06}{2}\times(4.30-2.06)$ =10.98 kn.m

$M_t(x)=10.98+(-3.88)\times\left(1-\frac{2.06}{4.30}\right)+(-5.70)\times\left(\frac{2.06}{4.30}\right)$= 6.23 KN.m

Travée EF :

À ELU : Soit qu= 6.52 KN/m.

$X_0^{EF}=\frac{4.05}{2}-\frac{-7.87-(-1.44)}{6.52\times4.05}$ =2.27m

$M_0^{EF}(X)$=6.52$\frac{2.27}{2}\times(4.05-2.27)$ =13.17 KN.m

$M_t(x)=13.17+(-7.87)\times\left(1-\frac{2.27}{4.05}\right)+(-1.44)\times\left(\frac{2.27}{4.05}\right)$=8. 92KN.m

à ELS : Soit qs=4.76 KN/m.

$X_0^{DE}=\frac{4.05}{2}-\frac{-5.70-(-1.04)}{4.76\times4.05}$ =2.26m

$M_0^{DE}(X)$=4.76$\frac{2.26}{2}\times(4.05-2.26)$ =9.62 kn.m

$M_t(x)=9.62+(-5.70)\times\left(1-\frac{2.26}{4.05}\right)+(-1.04)\times\left(\frac{2.26}{4.05}\right)$=6.52 KN.m

Calcul des efforts tranchants :

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$V_w=q_u\times\frac{L}{2}-\frac{Mg-Md}{L}$ et $Ve=-q_u\times\frac{L}{2}-\frac{Mg-Md}{L}$

V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

V_e : Effort tranchant à droite l'appui considéré.

Appui -B- :

$V_w=6.52\times\frac{4.05}{2}-\frac{-1.44-(-7.87)}{4.05}$=11.78

$V_e=-6.52\times\frac{4.05}{2}-\frac{-1.44-(-7.87)}{4.05}=-14.80$

Appui -C- :

$V_w = 6.52 \times \frac{4.30}{2} - \frac{-7.87-(-5.35)}{4.30} = 14.61$

$V_e = -6.52 \times \frac{4.30}{2} - \frac{-7.87-(-5.35)}{4.30} = -13.60$

Appui -D- :

$V_w = 6.52 \times \frac{3.30}{2} - \frac{-5.35-(-5.35)}{3.30} = 10.76$

$V_e = -6.52 \times \frac{3.30}{2} - \frac{-5.35-(-5.35)}{3.30} = -10.76$

Appui -E- :

$V_w = 6.52 \times \frac{4.30}{2} - \frac{-5.35-(-7.87)}{4.30} = 13.60$

$V_e = -6.52 \times \frac{4.30}{2} - \frac{-5.35-(-7.87)}{4.30} = -14.61$

Appui -E- :

$V_w = 6.52 \times \frac{4.05}{2} - \frac{-7.87-(-1.44)}{4.05} = 14.80$

$V_e = -6.52 \times \frac{4.05}{2} - \frac{-7.87-(-1.44)}{4.05} = -12.01$

Les d'autres cas de calcule sont calculer par logiciel de l'Excel et sont regroupés dans les tableaux qui suit :

À ELU :

Tableau III.13 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle plancher terrasse.

Travée ID	AB		BC	CD	DE	EF
Portée L(m)	4.05		4.30	3.30	4.30	4.05
Charge permanente g (KN/m)	4.11		4.11	4.11	4.11	4.11
Charge exploitation q (KN/m)	0.65		0.65	0.65	0.65	0.65
Portée fictive L_0(m)	4.05		3.44	2.64	3.44	4.05
Chargée C 1.35g+1.5q(KN/m)	6.52		6.52	6.52	6.52	6.52
Chargée D 1.35g(KN/m)	5 .55		5.55	5.55	5.55	5.55
Chargée C 1.35g'+1.5q(KN/m)	4.67		4.67	4.67	4.67	4.67
Chargée D 1.35g'(KN/m)	3.70		3.70	3.70	3.70	3.70
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-1.44	-7.87	-5.35	-5.35	-7.87	-1.44
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-2.01	-6.85	-5.00	-5.00	-6.85	-2.01
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-1.44	-7.24	-4.58	-4.58	-7.24	-1.44
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	1.78		2.24	1.65	2.06	2.27
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	1.81		2.22	1.65	2.08	2.24
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	1.81		2.24	1.65	2.06	2.24
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	8.92		8.50	3.53	8.50	8.92
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	7.08		9.17	2.55	9.17	7.08
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	9.19		6.95	4.30	6.95	9.19
Ma, max (KNm)	-2.01	-7.87	-5.35	-5.35	-7.87	-2.01
Mt, max (KNm)	9.19		9.17	4.30	9.17	9.19
Vw (KN)	11.78		14.61	10.76	13.60	14.80
Ve (KN)	-14.80		-13.60	-10.76	-14.61	-12.01
Vw, Ve max/Appuis (KN)	11.78	14.80	13.60	13.60	14.80	12.01

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

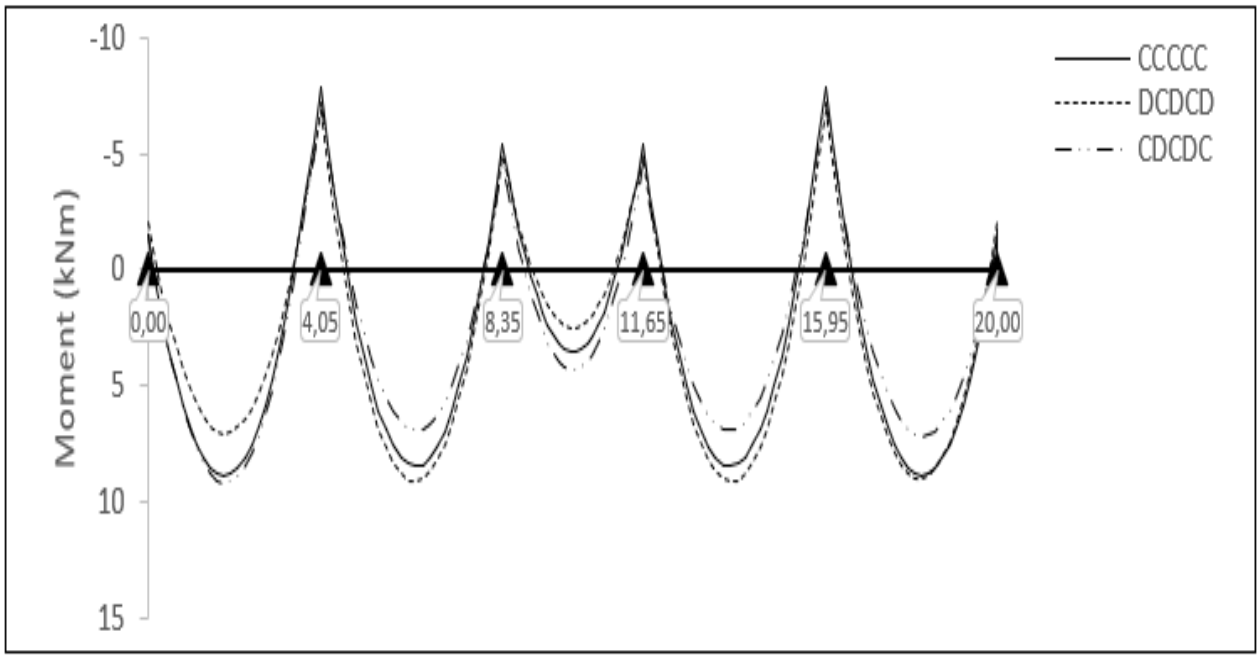


Figure III.26 : Courbe des moments poutrelle type (terrasse) en ELU

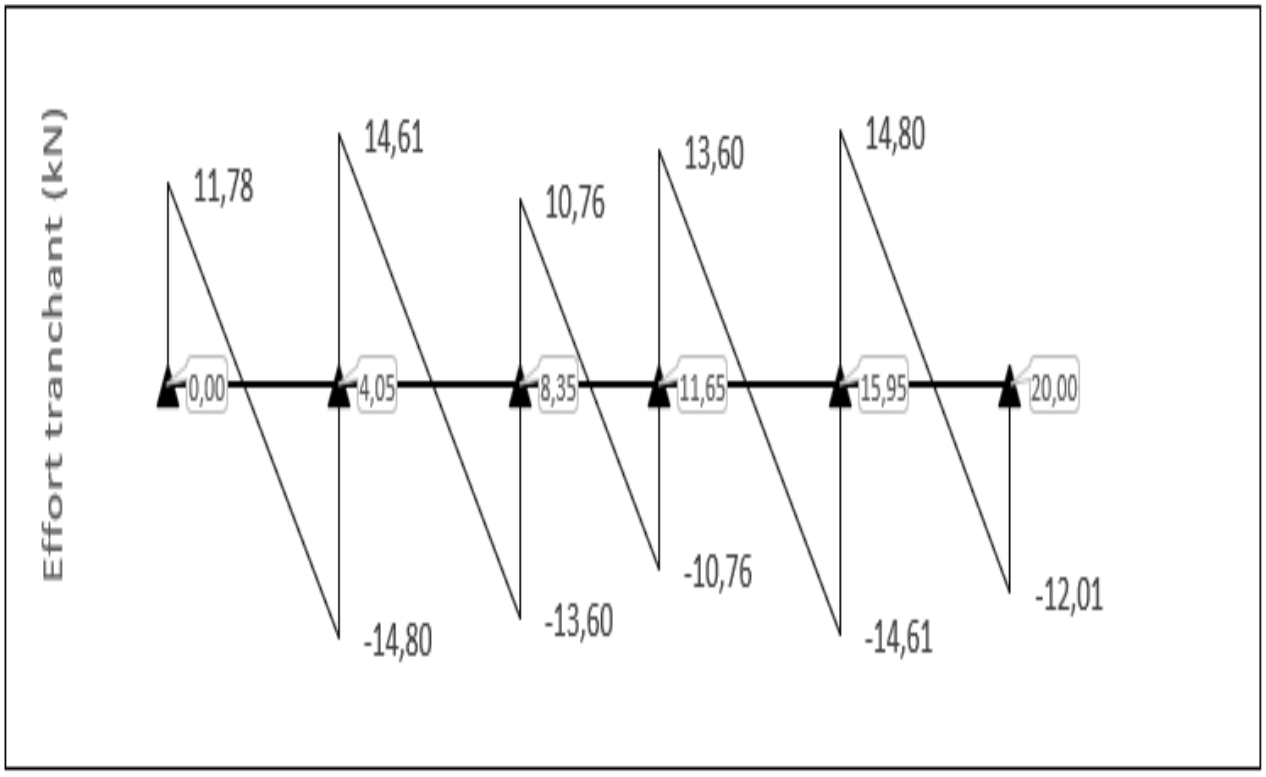


Figure III.27 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (terrasse) en ELU

À ELS :

Tableau III.14 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELS pour poutrelle plancher terrasse.

Travée ID		AB	BC	CD	DE	EF
Portée L(m)		4.05	4.30	3.30	4.30	4.05
Charge permanente g (KN/m)		4.11	4.11	4.11	4.11	4.11
Charge exploitation q (KN/m)		0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Portée fictive L_0(m)		4.05	3.44	2.64	3.44	4.05
Chargée C g+q(KN/m)		4.76	4.76	4.76	4.76	4.76
Chargée D g (KN/m)		4.11	4.11	4.11	4.11	4.11
Chargée C g'+q(KN/m)		3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
Chargée D g' (KN/m)		2.74	2.74	2.74	2.74	2.74
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-1.04	-5.70	-3.88	-3.88	-5.70	-1.04
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-1.46	-5.03	-3.65	-3.65	-5.03	-1.46
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-1.04	-5.29	-3.37	-3.37	-5.29	-1.04
X-M_t max(m)- cas 1 : CCCCC		1.78	2.24	1.65	2.06	2.27
X-M_t max(m) -cas 2 : DCDCD		1.81	2.22	1.65	2.08	2.24
X-M_t max(m) -cas 3 : CDCDC		1.80	2.24	1.65	2.06	2.25
M_t (KN/m) -cas 1 : CCCCC		6.52	6.23	2.60	6.23	6.52
M_t (KN/m) -cas 2 : DCDCD		5.28	6.68	1.95	6.68	5.28
M_t (KN/m) -cas 3 : CDCDC		6.71	5.20	3.11	5.20	6.71
M_a, max (KNm)	-1.46	-5.70	-3.88	-3.88	-5.70	-1.46
M_t, max (KNm)		6.71	6.68	3.11	6.68	6.71

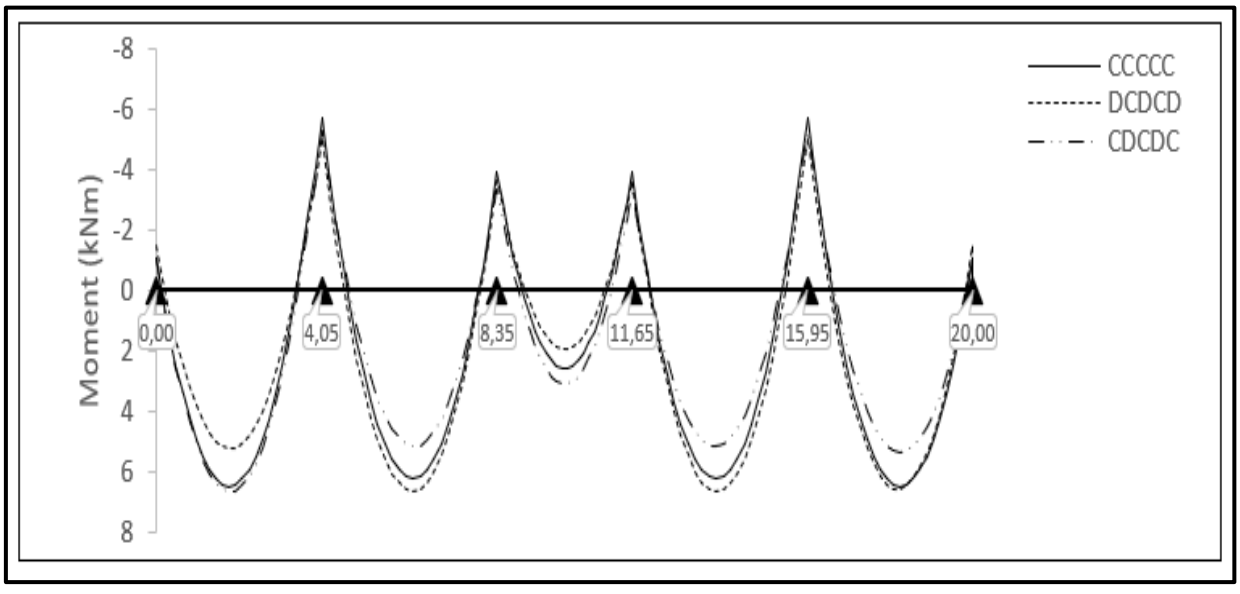


Figure III.28 : Courbe des moments poutrelle type (terrasse) en ELS

❖ **Exemple d'application sur les poutres de plancher étage courant :**

On dispose deux types de poutrelles représentées ci-dessous :

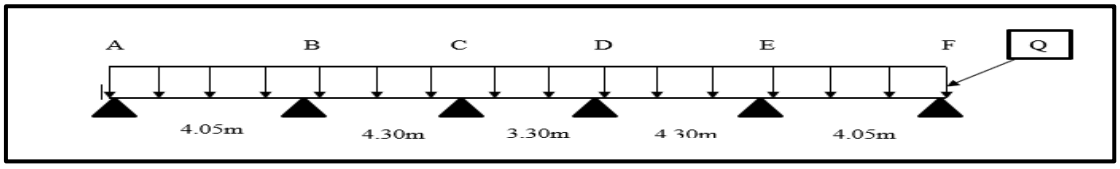


Figure III.29 : Cas des poutres de plancher étage courant (05 travée).

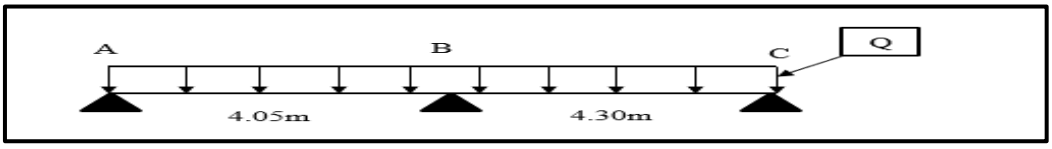


Figure III.30 : Cas des poutres de plancher étage courant (02 travée).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux qui suit :

Cas des poutres de plancher étage courant (05 travée) :

À ELU :

Tableau III.15 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle étage courant (05travées).

Travée ID	AB		BC	CD	DE	EF
Portée L(m)	4.05		4.30	3.30	4.30	4.05
Charge permanente g (KN/m)	3.28		3.28	3.28	3.28	3.28
Charge exploitation q (KN/m)	0.98		0.98	0.98	0.98	0.98
Portée fictive L_0(m)	4.05		3.44	2.64	3.44	4.05
Chargée C 1.35g+1.5q(KN/m)	5.89		5.89	5.89	5.89	5.89
Chargée D 1.35g(KN/m)	4.43		4.43	4.43	4.43	4.43
Chargée C 1.35g'+1.5q(KN/m)	4.41		4.41	4.41	4.41	4.41
Chargée D 1.35g'(KN/m)	2.95		2.95	2.95	2.95	2.95
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-1.36	-7.43	-5.05	-5.05	-7.43	-1.36
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-1.81	-5.90	-4.53	-4.53	-5.90	-1.81
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-1.36	-6.49	-3.90	-3.90	-6.49	-1.36
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	1.77		2.24	1.65	2.06	2.28
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	1.80		2.20	1.65	2.10	2.25
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	1.81		2.25	1.65	2.05	2.24
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	7.87		7.40	2.97	7.40	7.87
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	5.34		8.41	1.50	8.41	5.34
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	8.29		5.08	4.12	5.08	8.29
Ma, max (KNm)	-1.81	-7.43	-5.05	-5.05	-7.43	-1.81
Mt, max (KNm)	8.29		8.41	4.12	8.41	8.29
Vw (KN)	10.66		13.22	9.72	12.34	13.43
Ve (KN)	-13.43		-12.34	-9.72	-13.22	-10.92
Vw, Ve max/Appuis (KN)	10.66	13.43	12.34	12.34	13.43	10.92

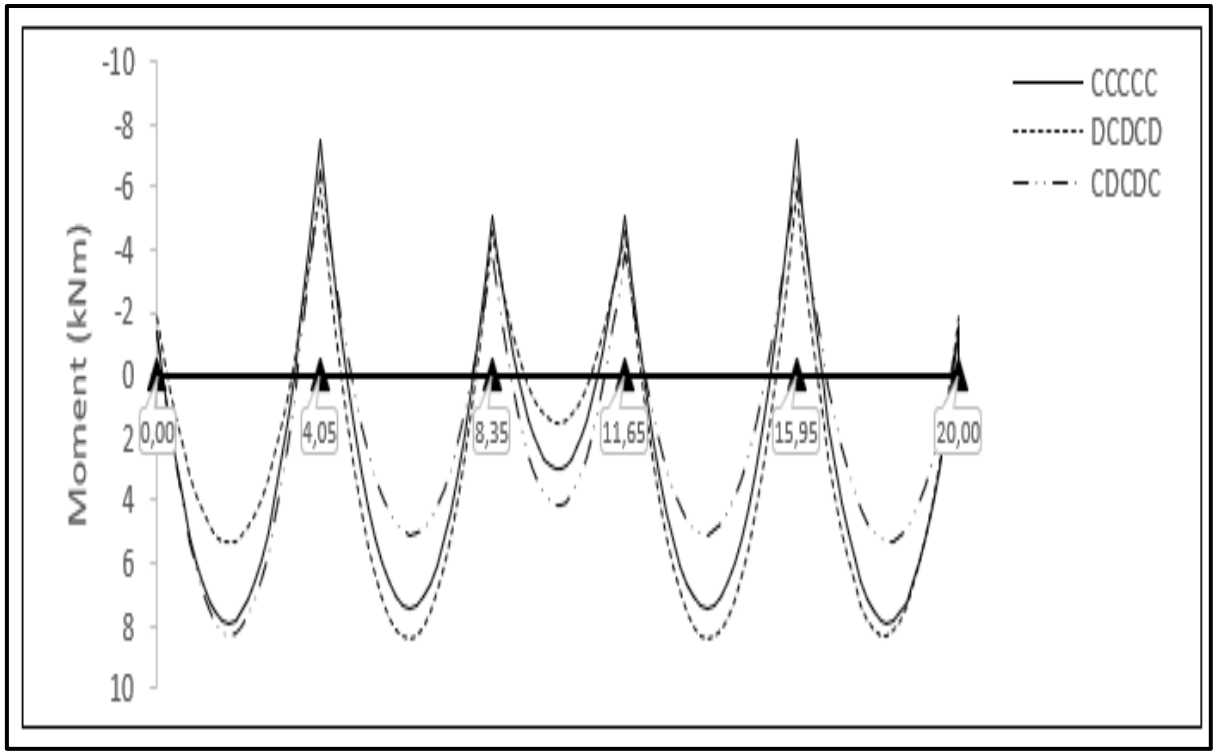


Figure III.31 : Courbe des moments poutrelle type 5 travée étage courant en ELU

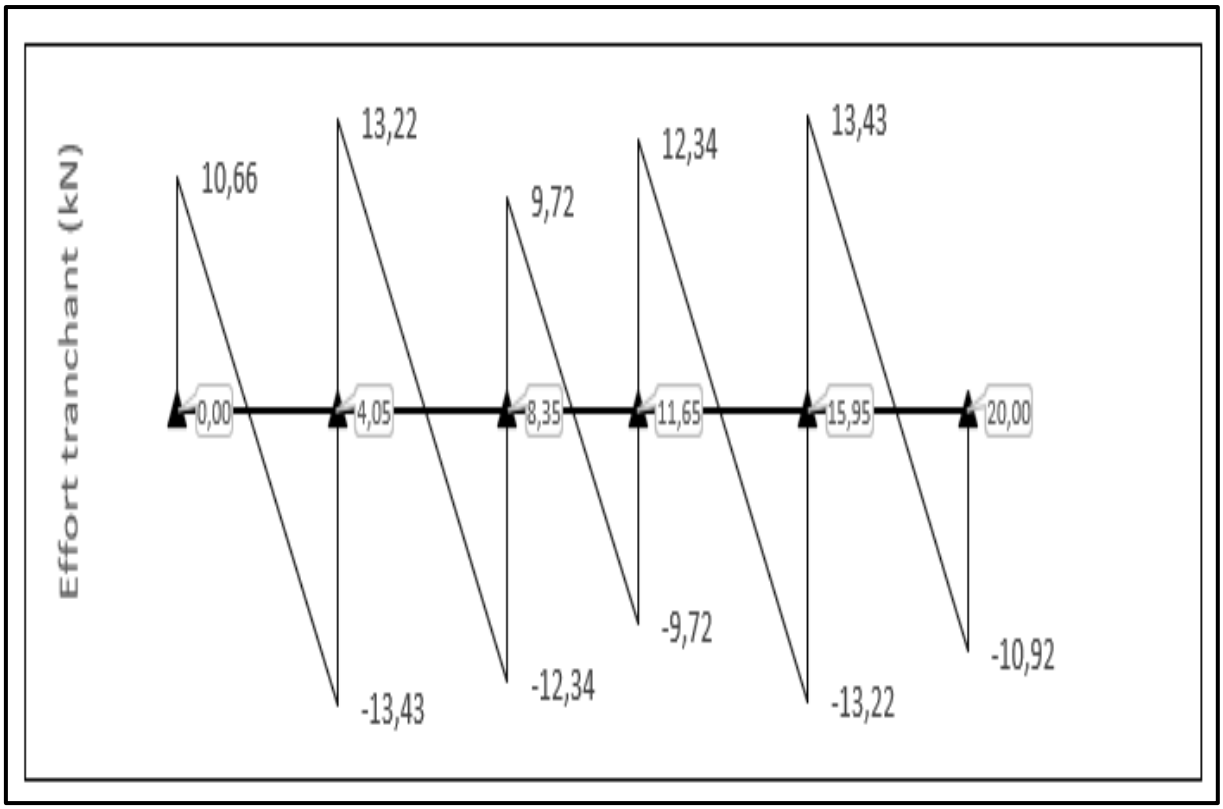


Figure III.32 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type 5 travée étage courant en ELU

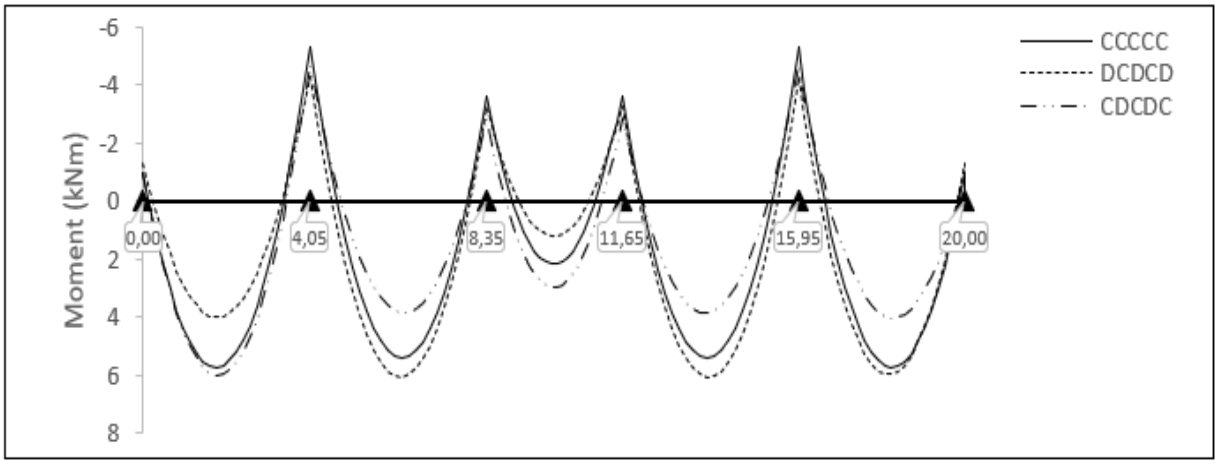


Figure III.33 : Courbe des moments poutrelle type 5 travée étage courant en ELS

À ELS :

Tableau III.16 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants
En travée et appuis à ELS pour poutrelle étage courant (05travées)

Travée ID	AB		BC	CD	DE	EF
Portée L(m)	4.05		4.30	3.30	4.30	4.05
Charge permanente g (KN/m)	3.28		3.28	3.28	3.28	3.28
Charge exploitation q (KN/m)	0.98		0.98	0.98	0.98	0.98
Portée fictive L_0(m)	4.05		3.44	2.64	3.44	4.05
Chargée C g+q(KN/m)	4.26		4.26	4.26	4.26	4.26
Chargée D g (KN/m)	3.28		3.28	3.28	3.28	3.28
Chargée C g'+q(KN/m)	3.16		3.16	3.16	3.16	3.16
Chargée D g' (KN/m)	2.19		2.19	2.19	2.19	2.19
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-0.97	-5.32	-3.62	-3.62	-5.32	-0.97
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-1.31	-4.30	-3.27	-3.27	-4.30	-1.31
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-0.97	-4.70	-2.85	-2.85	-4.70	-0.97
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	1.77		2.24	1.65	2.06	2.28
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	1.80		2.21	1.65	2.09	2.25
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	1.81		2.25	1.65	2.05	2.24
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	5.71		5.38	2.18	5.38	5.71
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	4.00		6.06	1.20	6.06	4.00
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	5.99		3.84	2.94	3.84	5.99
Ma, max (KNm)	-1.31	-5.32	-3.62	-3.62	-5.32	-1.31
Mt, max (KNm)	5.99		6.06	2.94	6.06	5.99

Cas des poutres de plancher étage courant (02 travée) :
À ELU :

Tableau III.17 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELU pour poutrelle étage courant (02travées).

Travée ID	AB		BC
Portée L(m)	4.05		4.30
Charge permanente g (KN/m)	3.28		3.28
Charge exploitation q (KN/m)	0.98		0.98
Portée fictive L_0(m)	4.05		3.44
Chargée C 1.35g+1.5q(KN/m)	5.90		5.90
Chargée D 1.35g(KN/m)	4.42		4.42
Chargée C 1.35g'+1.5q(KN/m)	4.42		4.42
Chargée D 1.35g'(KN/m)	2.95		2.95
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-1.36	-7.44	-1.53
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-1.81	-5.91	-2.04
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-1.36	-6.50	-1.53
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	1.77		2.38
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	1.80		2.30
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	1.81		2.05
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	7.87		9.30
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	5.33		9.72
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	8.30		6.43
Ma, max (KNm)	-1.81	-7.44	-2.04
Mt, max (KNm)	8.30		9.72
Vw (KN)	10.67		14.05
Ve (KN)	-13.45		-11.78
Vw, Ve max/Appuis (KN)	10.67	14.05	11.78

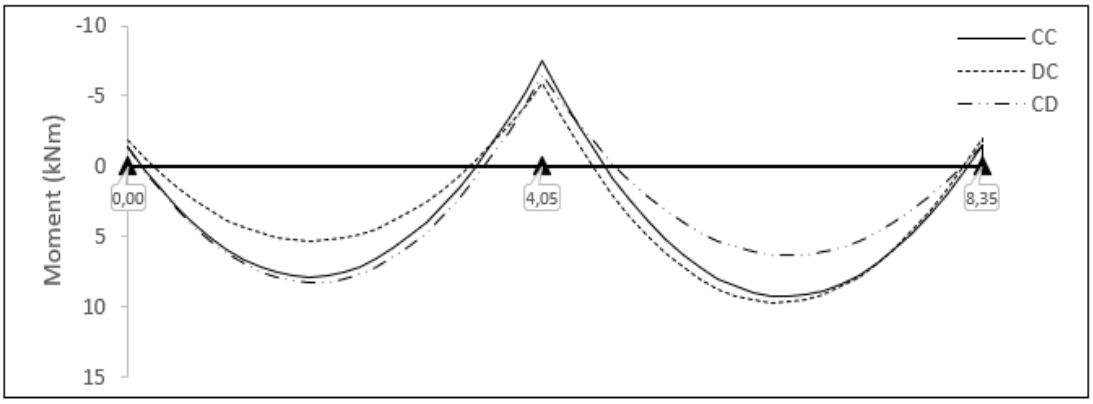


Figure III.34 : Courbe des moments poutrelle type 2 travée étage courant en ELU

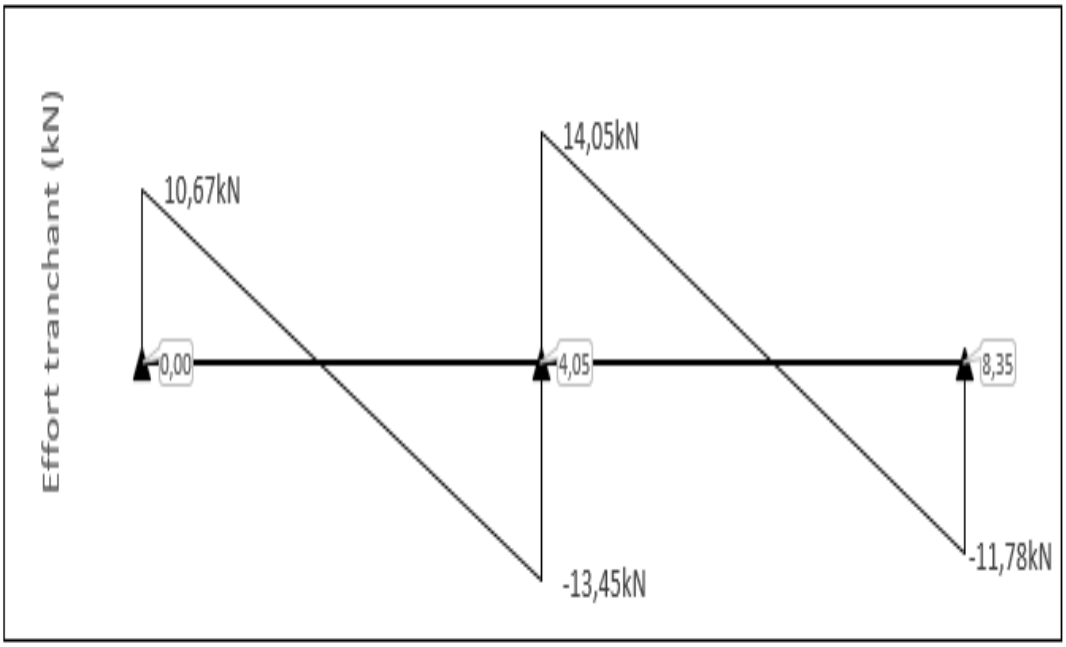


Figure III.35 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type 2 travée étage courant en ELU

À ELS :

Tableau III.18 : Récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELS pour poutrelle étage courant (02travées).

Travée ID		AB	BC
Portée L(m)		4.05	4.30
Charge permanente g (KN/m)		3.28	3.28
Charge exploitation q (KN/m)		0.98	0.98
Portée fictive L_0(m)		4.05	3.44
Chargée C g+q(KN/m)		4.26	4.26
Chargée D g (KN/m)		3.28	3.28
Chargée C g'+q(KN/m)		3.17	3.17
Chargée D g' (KN/m)		2.19	2.19
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	-0.97	-5.33	-1.10
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	-1.31	-4.31	-1.48
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	-0.97	-4.70	-1.10
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC		1.77	2.38
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD		1.80	2.30
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC		1.81	2.04
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC		5.72	6.75
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD		4.00	7.01
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC		6.00	4.84
Ma, max (KNm)	-1.31	-5.33	-1.48
Mt, max (KNm)		6.00	7.01

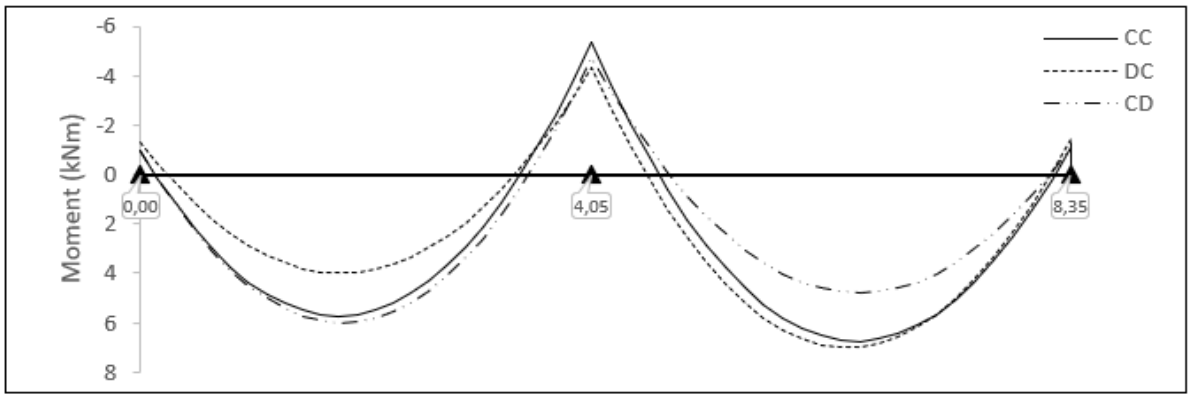


Figure III. 36 : Courbe des moments poutrelle type 2 travée étage courant en ELS

III.6.4.3 Ferraillage des poutrelles :

III.6.4.3.1 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 5 travées) :

Pour le calcul du ferraillage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

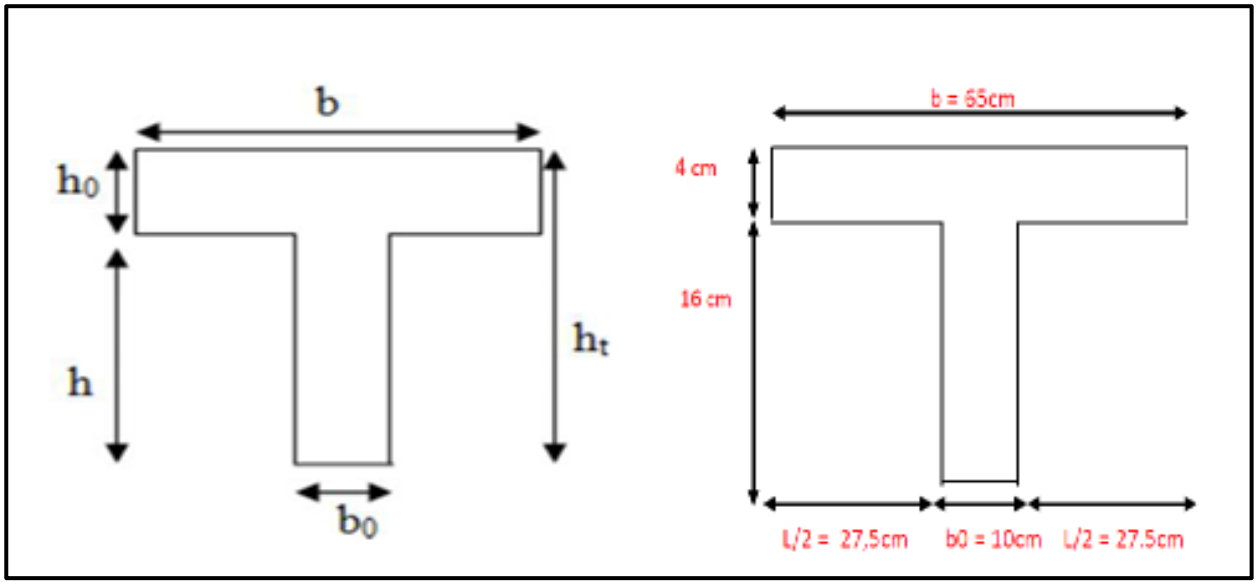


Figure III.37 : Coupe d'une poutrelle.

Données : b =65 cm ; b0 = 10 cm ; h =20 cm ; h_0 = 4 cm

d = 18 cm ; f_e= 400 MPa ; fc28 = 25 MPa.

Sollicitations maximales :

Tableau III.19 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher Terrasse.

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	9.19	6.71
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-7.87	-5.70
Moment en appui de rive (KN.m)	-2.01	-1.46
Effort tranchant (KN)	14.80	/

- **Le ferraillage à ELU :**

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h0}{2})$

$F_{bu} = \frac{0.85 fcj}{\theta \gamma b} = 14.16$ Mpa

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension (b×h).

$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times (180 - \frac{40}{2}) = 58.90$ KN.m

$M_t^{max} = 9.19$ KN.m < $M_{tu} = 58.9$ KN.m

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur h= 20 cm.

$$\mu = \frac{M_t}{fbu.b.\ d^2} \Rightarrow \mu = \frac{9.19 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.030$$

$\mu = 0.030 < \mu_{lim} = 0.392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$\mu = 0.030 < \mu_l = 0.186$ ……Pivot A

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}) = 0.038$

$Z = d\ (1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 180\ (1 - 0.4 \times 0.038) = 177.264$mm

$$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \qquad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta s} = 348\text{MPa}$$

$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{9.19 \times 10^6}{348 \times 177.264} = 148.97\ mm^2$ Donc : $A_u = 1.48\ cm^2$

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ / $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$MPa

$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.2 mm^2$

$\Rightarrow A_{min} \geq 1.41 cm^2$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.48; 1.41)$

Alors : As = 1.48 cm² ⇒ on adopte :**3T10 = 2.36 cm²**

Condition de non fragilité : (BAEL 91) [2]:

$A_{min} < A_{adopte}$ ⇒ 1.41< 2.36 ……vérifée

Section des Armature transversale :

$\emptyset_t \leq min(h/35; b0/15; \emptyset_{Lmin}) \Rightarrow min(20/35; 10/15; 10)$

$\Rightarrow min(0.57; 0.66; 10)$

Donc : on adopte : Øt 6mm

L'espacement St:(BAEL91)[2] :

$$S_t \leq min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow min(0.9 \times 18; 40cm) = (16.2; 40cm)$$
$$\Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

On adopte: $S_t = 15cm$

b) En Appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur b_0 = 10 cm.

$$\mu = \frac{M_a}{fbu.b_0.\ d^2} \Rightarrow \mu = \frac{7.87 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.17$$
$$\mu = 0.17 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $(A' = 0)$.

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2u}\right)$$
$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$
$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.23 \\ Z = 163.44mm \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z} \qquad / \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta s} = 348MPa$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{7.87 \times 10^6}{348 \times 163.44} = 138.36mm^2 \qquad \text{Donc : Au = 1.38 cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} \qquad / \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73mm^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.21cm^2$$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.38; 0.21)$

As = 1.38 cm² ⇒ on adopte : **2T10 = 1.57 cm²**

Condition de non fragilité : (BAEL 91)[2] :

$A_{min} < A_{adopte}$ ⇒ 0.21< 1.57……vérifiée

Section des Armature transversale :

$$\emptyset_t \leq min(h/35; b_0/15; \emptyset_{Lmin}) \Rightarrow min(20/35; 10/15; 10)$$
$$\Rightarrow min(0.57; 0.66; 10)$$

Donc : on adopte : Øt 6mm

L'espacement S_t : (BAEL91) :

$$S_t \leq min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow min(0.9 \times 18; 40cm) = (16.2; 40cm)$$
$$\Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

On adopte: $S_t = 15cm$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91][2] :

On doit vérifier que: $\tau u < \bar{\tau}$ tel que:

$\bar{\tau} = min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$ ... ... (Fissuration préjudiciable)

$\overline{\tau} = min(2.5MPa; 4MPa) \Rightarrow \overline{\tau} = 2.5MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14800}{1000 \times 180} = 0.08MPa$

$\tau_u < \overline{\tau}$ → 0.08 MPa < 2.5 MPa ……vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Le ferraillage à ELS :**

a) **En travée :**

Tableau III.20: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher terrasse.

M_t (KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
6.68	0.02	0.392	0.038	177.264	1.08	2.36

b) En Appui :

Tableau III.21 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher terrasse.

Ma (KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
5.70	0.12	0.392	0.16	168.48	0.97	1.57

Vérification à ELS :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60f_{c28}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15MPa$

La contrainte de béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

y**:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

M_{ser} = 6. 68KN.m ; A_{st} =2.36 cm²

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15$ $A_{sc} = 0$ $A_{st} = 2.36$

$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(A_{st} - A_{sc})y - \eta(A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$

$\frac{1}{2} by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$

$32.5y^2 + 15\times 2.36 \times y - 15\times 2.36 \times 18 = 0$; $\sqrt{\Delta} = 289.98$

$y = 3.91$ cm

Le moment d'inertie:

$I = 1/3\ b.y^3 + \eta\ A_{st}\ (d-y)^2 + \eta\ A_{sc}\ (d-y) = 0$

$I = (65\times 3.91^3)/3 + 15\times 2.36\ (18 - 3.91)^2 = 8323.05\ cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{6.68\times 10^6 \times 39.1}{8323.05\times 10^4} = 3.13$Mpa

$\sigma_{bc} = 3.13 \leq \bar{\sigma}_{bc}$…… ……vérifier

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

c) En appui :

La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y **:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

$M_{ser} = 5.70$KN.m ; $A_{st} = 1.57\ cm^2$

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15 \qquad A_{sc} = 0 \qquad A_{st} = 1.57$

$$\frac{1}{2} b\, y^2 + \eta(A_{st} - A_{sc})y - \eta(A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 + 15 Ast \times y - 15 \times Ast \times d = 0$$

$5y^2 + 15\times 1.57 \times y - 15\times 1.57 \times 18 = 0$; $\sqrt{\Delta} = 95.03$

$y = 7.20$ cm

Le moment d'inertie :

$I = 1/3\ b.y^3 + \eta\ A_{st}\ (d-y)^2 + \eta\ A_{sc}(d-y) = 0$

$I = (10\times 7.20^3)/3 + 15\times 1.57\ (18 - 7.20)^2 = 3991.03 cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{5.70\times 10^6 \times 72}{3991.03\times 10^4} = 10.28$Mpa

$\sigma_{bc} = 10.28 \leq \bar{\sigma}_{bc}$…… vérifier

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

La vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{CNV} \\ \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{6.68}{10\ M_0} = 0.084 & \text{CNV} \\ \frac{1.57}{65\times 18} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (**BAEL 91**) [2]la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ → si: L <5 m

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ → si: L >5 m

$\delta_i = \frac{M_{sev} \times L^2}{10 \times Ei \times I\delta i}$ …… Flèche due aux charges instantanées.

$\delta_v = \frac{M_{sev} \times L^2}{10 \times Ev \times I\delta v}$ …… Flèche due aux charges différées.

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$I_0 = \frac{b \times h3}{12} + 15 \times A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$ → $I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2$

$I_0 = 45598.93 cm^4$.

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I0}{1 + \lambda i \times \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I0}{1 + \lambda v \times \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times ft28}{\rho\left(2 + 3\frac{b0}{b}\right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_i = \frac{0.02 \times ft28}{\rho\left(2 + 3\frac{b0}{b}\right)} = 0.4\lambda i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{1.75 \times ft284 \times \rho \times \sigma s + ft28}$ avec : $\sigma_s = \frac{Mser}{As \times Z}$

$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002$

$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.76}{3} = 14.74 cm$

$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + As \times d}{b \times h + 15 \times As} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} = 9.76 cm$

$\sigma_s = \frac{6.68 \times 1000}{2.36 \times 9.76} = 290.01 Mpa$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 290.01 + 2.1} = 0.83$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002\left(2 + 3\frac{10}{65}\right)} = 21.28 \\ \lambda_v = 0.4 \times 21.28 = 8.51 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I\delta_i = \frac{45598.93}{1 + 21.28 \times 0.83} = 2443.35 \\ I\delta_v = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 8.51 \times 0.83} = 6220.63 \end{cases}$$

$Ei = 11000(fc28)^{1/3} = 32164{,}195$ MPa

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818{,}865$ MPa

$\delta_i = \frac{6.68 \times 4.30^2 \times 10^8}{10 \times 32164{,}195 \times 2443.35} = 15.71 mm$

$\delta_v = \frac{6.68 \times 4.30^2 \times 10^8}{10 \times 10818{,}865 \times 6220.63} = 18.35$

Alors : $\Delta\sigma T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$\Delta_{\sigma T} = \sigma_v - \sigma_i = 2.64 mm < \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.6 mm$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.6.4.3.2 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher étage courant (5 travées) :

- **Le ferraillage à ELU :**
- **Sollicitations maximales :**

Tableau III.22 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher étage courant.

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	8.41	6.06
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-7.43	-5.32
Moment en appui de rive (KN.m)	-1.81	-1.31
Effort tranchant (KN)	13.43	/

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en **Té** :

$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h0}{2})$

$F_{bu} = \frac{0.85 fcj}{\theta \gamma b} = 14.16$ Mpa

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension (b×h).

$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times (180 - \frac{40}{2}) = 58.90$ KN.m

$M_t^{max} = 8.41$ KN.m < $M_{tu} = 58.9$ KN.m

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur h= 20 cm.

$$\mu = \frac{M_t}{fbu.b.\ d^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{8.41 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.028$$

$\mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.186$ ……..Pivot A

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \rightarrow \quad \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.038$

$Z = d\,(1 - 0.4\alpha_u) \quad \rightarrow \quad z = 180\,(1 - 0.4 \times 0.038) = 177.264\text{mm}$

$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z}$, $\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\delta s} = 348\text{MPa}$

$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{8.41 \times 10^6}{348 \times 177.264} = 136.33\ mm^2$ Donc : $A_u = 1.36\ cm^2$

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ / $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.2\text{mm}^2$

$\Rightarrow A_{min} \geq 1.41\text{cm}^2$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.36; 1.41)$

Alors : A_s = 1.41 cm² ⇒ on adopte : **3T10 = 2.36 cm²**

Condition de non fragilité : (BAEL 91) :

$A_{min} < A_{adopte}$ [2] ⇒ 1.41< 2.36 ……vérifée

Section des Armature transversale :

$\emptyset_t \leq min(h/35; b0/15; \emptyset_{Lmin})$[2] $\Rightarrow min(20/35; 10/15; 10)$

$\Rightarrow min(0.57; 0.66; 10)$

Donc : on adopte : Øt 6mm

L'espacement St:(BAEL91) :

$S_t \leq min(0.9 \times d; 40\text{cm})$[2] $\Rightarrow min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = (16.2; 40\text{cm})$

$\Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$

On adopte: $S_t = 15\text{cm}$

b) En Appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur b_0 = 10 cm.

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu}.b_o.d^2}\text{[2]} \Rightarrow \mu = \frac{7.43 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.17$$

$$\mu = 0.17 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $(A' = 0)$.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u})$$

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

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.23 \\ Z = 163.44\text{mm} \end{cases}$$

$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z}$, $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta s} = 348\text{MPa}$

$\Rightarrow A_u = \frac{7.43 \times 10^6}{348 \times 163.44} = 130.63\text{mm}^2$ Donc : Au = 1.30 cm²

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ / $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73\text{mm}^2$

$\Rightarrow A_{min} \geq 0.21\text{cm}^2$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.30; 0.21)$

As = 1.30 cm² ⇒ on adopte : **2T10 = 1.57 cm²**

Condition de non fragilité : (BAEL 91) [2]**:**

$A_{min} < A_{adopte}$ ⇒ 0.21< 1.57……vérifiée

Section des Armature transversale :

$\emptyset_t \leq min(h/35; b0/15; \emptyset_{Lmin}) \Rightarrow min(20/35; 10/15; 10)$

$\Rightarrow \min(0.57; 0.66; 10)$

Donc : on adopte : Øt 6mm

L'espacement St: (BAEL91) :

$S_t \leq min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow min(0.9 \times 18; 40cm) = (16.2; 40cm)$

$\Rightarrow S_t \leq 16.2cm$

On adopte: $S_t = 15cm$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que: $\tau u < \bar{\tau}$ tel que:

$\bar{\tau} = min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$ ... ... (Fissuration préjudiciable)

$\bar{\tau} = min(2.5MPa; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5MPa$

$$\tau u = \frac{Tu}{b \times d} \Rightarrow \tau u = \frac{13430}{1000 \times 180} = 0.07MPa$$

$\tau u < \bar{\tau}$ → 0.07 MPa <2.5 MPa ……vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Le ferraillage à ELS :**

a) En travée :

Tableau III.23: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher étage courant (05 travées).

M_t(KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
6.06	0.02	0.392	0.038	177.264	0.98	1.57

c) En Appui :

Tableau III.24 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher étage courant (05 travées).

M_a(KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
5.32	0.11	0.392	0.38	152.46	1.00	1.57

Vérification à ELS :

Tableau III.25 : Les Résultats de vérification à ELS de plancher étage courant (05 travées).

	M_{ser}	As	Y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	6.06	2.36	3.91	8323.05	3.13	CV
Appuis	5.32	1.57	7.20	3991.03	9.59	CV

La vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \ldots\ldots \quad CNV \\ \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{6.06}{10\,M_0} = 0.084 \quad \ldots\ldots \quad CNV \\ \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots \quad CV \end{cases}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (**BAEL 91**)[2] la flèche totale est : $\Delta\sigma_T=\sigma_v-\sigma_i$

La flèche admissible est :

$\bar{f}=\frac{L}{500}$ → si: L <5 m

$\bar{f}=0.5+\frac{L}{1000}$ → si: L >5 m

$\delta_i=\frac{M_{sev}\times L^2}{10\times Ei\times I\delta i}$ …… Flèche due aux charges instantanées.

$\delta_v=\frac{M_{sev}\times L^2}{10\times Ev\times I\delta v}$ …… …..Flèche due aux charges différées.

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$I_0=\frac{b\times h3}{12}+15\ As\ (\frac{h}{2}-d)^2$ → $I_0=\frac{65\times 20^3}{12}+15\ 1.57\ (\frac{20}{2}-18)^2$

$I_0= 44840.53cm^4$.

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i}=\frac{I0}{1+\lambda i\times\mu} \\ I_{\delta v}=\frac{1.1\times I0}{1+\lambda v\times\mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda i=\frac{0.05\times ft28}{\rho(2+3\frac{b0}{b})} & \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_i=\frac{0.02\times ft28}{\rho(2+3\frac{b0}{b})}=0.4\lambda i & \rightarrow \text{Pour la déformation différée} \end{cases}$$

$\mu=1-\frac{1.75\times ft28}{1.75\times ft284\times\rho\times\sigma s+ft28}$ avec : $\sigma_s=\frac{Mser}{As\times Z}$

$\rho=\frac{As}{b.d}=\frac{1.57}{65\times 18}=0.001$

$Z=d-\frac{y}{3}=18-\frac{9.84}{3}=14.72cm$

$y=\frac{\frac{bh^2}{2}+As\times d}{b\times h+15\times As}=\frac{\frac{65\times 20^2}{2}+1.57\times 18}{65\times 20+15\times 1.57}=9.84cm$

$\sigma_s=\frac{6.06\times 1000}{1.57\times 9.84}=392.26Mpa$

$\mu=1-\frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.001\times 392.26+2.1}=1.00$

$$\begin{cases} \lambda_i=\frac{0.05\times 2.1}{0.002(2+3\frac{10}{65})}=21.34 \\ \lambda_v=0.4\times 21.28=8.53 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I\delta_i=\frac{44840.53}{1+21.28\times 0.83}=2402.72 \\ I\delta_v=\frac{1.1\times 44840.53}{1+8.51\times 0.83}=6117.17 \end{cases}$$

$E_i=11000(fc28)^{1/3}= 32164{,}195$ MPa

$E_v=3700(fc28)^{1/3}= 10818{,}865$ MPa

$\delta_i=\frac{6.06\times 4.30^2\times 10^8}{10\times 32164{,}195\times 2402.72}=14.49mm$

$\delta_v=\frac{6.06\times 4.30^2\times 10^8}{10\times 10818{,}865\times 6117.17}=16.98$ mm

Alors : $\Delta\sigma T=\sigma_v-\sigma_i<\bar{f}=\frac{L}{500}$

$\Delta\sigma T=\sigma v-\sigma i=2.49mm<\bar{f}=\frac{L}{500}=8.6mm$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.6.4.3.3 Calcul de Ferraillage des poutrelles plancher étage courant (2travée) :

- **Le ferraillage à ELU :**

- Sollicitations maximales :

Tableau III.26 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 05 travée plancher étage courant.

	ELU	**ELS**
Moment en travée (KN.m)	9.72	7.01
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-7.44	-5.33
Moment en appui de rive (KN.m)	-1.81	-1.31
Effort tranchant (KN)	14.05	/

d) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$M_{tab} = b\times h_0 \times f_{bu}\times (d-\frac{h0}{2})$

$F_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma b}$ =14.16 Mpa

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension (b×h).

$M_{tu} = 650\times 40 \times 14.16\times (180-\frac{40}{2}) = 58.90$ KN.m

M_t^{max}=9.72 KN.m < M_{tu}= 58.9 KN.m

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur h= 20 cm.

$$\mu=\frac{M_t}{f_{bu}.b.\,d^2} \quad \Rightarrow \quad \mu=\frac{9.72\times10^6}{14.16\times650\times180^2}=0.032$$

$\mu = 0.032 < \mu_{lim} = 0.392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.186$ ……...Pivot A

$\alpha_u = 1.25(1-\sqrt{1-2\mu}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1-\sqrt{1-2\times0.032}) = 0.038$

$Z = d(1-0.4\alpha_u) \rightarrow z = 180(1-0.4\times0.038) = 177.264mm$

$$A_u=\frac{M_t}{\bar{\sigma}_s\times Z} \quad , \quad \bar{\sigma}_s=\frac{f_e}{\delta s}=348MPa$$

$A_u=\frac{M_t}{\bar{\sigma}_s\times Z}=\frac{9.72\times10^6}{348\times177.264}=157.56\,mm^2$ Donc : A_u = 1.57 cm²

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$ / $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.2\text{mm}^2$

$\Rightarrow A_{min} \geq 1.41\text{cm}^2$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.57; 1.41)$

Alors : $A_s = 1.57\ \text{cm}^2 \Rightarrow$ on adopte :**3T10 = 2.36 cm²**

Condition de non fragilité : (BAEL 91) [2]:

$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 1.41 < 2.36$ ……vérifée

Section des Armature transversale :

$\emptyset_t \leq min(h/35; b0/15; \emptyset_{Lmin}) \Rightarrow min(20/35; 10/15; 10) \Rightarrow min(0.57; 0.66; 10)$

Donc : on adopte : Øt 6mm.

L'espacement St:(BAEL91) :

$S_t \leq min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = (16.2; 40\text{cm})$

$\Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$ On adopte: $S_t = 15\text{cm}$

e) En Appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu = \frac{M_a}{fbu.bo.\ d^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{7.44 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.16$$

$$\mu = 0.16 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $(A' = 0)$.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u})$$

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

$$\mu = 0.15 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.22 \\ Z = 164.16\text{mm} \end{cases}$$

$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z}$ / $\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\delta s} = 348\text{MPa}$

$\Rightarrow A_u = \frac{7.44 \times 10^6}{348 \times 164.16} = 130.23\text{mm}^2$ Donc : Au = 1.30 cm²

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ / $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73\text{mm}^2$

$\Rightarrow A_{min} \geq 0.21\text{cm}^2$

Donc : $A_s = max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = max(1.30; 0.21)$

As = 1.30 cm² ⇒ on adopte : **2T10 = 1.57 cm**

Condition de non fragilité : (BAEL 91)[2] :

$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 0.21 < 1.57$……vérifiée

Section des Armature transversale :

$$\emptyset_t \leq min\left(\frac{h}{35};\frac{b0}{15};\emptyset_{Lmin}\right) \Rightarrow min(20/35;10/15;10) \Rightarrow \min(0.57;0.66;10)$$

Donc : on adopte : Øt 6mm

L'espacement S_t: (BAEL91) :

$$S_t \leq min(0.9 \times d;40cm) \Rightarrow min(0.9 \times 18;40cm) = (16.2;40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

On adopte: $S_t = 15cm$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que:

$\bar{\tau} = min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$ ... ... (Fissuration préjudiciable)

$\overline{\tau} = min(2.5MPa; 4MPa) \Rightarrow \overline{\tau} = 2.5MPa$

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{14050}{1000 \times 180} = 0.08MPa$

$\tau_u < \overline{\tau} \quad \rightarrow$ 0.08 MPa <2.5 MPa ……vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Le ferraillage à ELS :**

a) En travée :

Tableau III.27: Les Résultats de ferraillage en travée de plancher étage courant (05 travées).

M_t (KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	Aadopt (cm²)
7.01	0.023	0.392	0.025	178.2	1.13	1.57

c) En Appui :

Tableau III.28 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher étage courant (05 travées)

M_a (KN.m)	μ	μl	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
5.33	0.11	0.392	0.38	152.46	1.00	1.57

Vérification à ELS :

Tableau III.29 : Les Résultats de vérification à ELS de plancher étage courant (05 travées).

	Mser	As	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	7.01	1.57	3.26	5867.31	3.89	CV
Appuis	5.33	1.57	7.20	3991.03	9.59	CV

La vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 & CNV \\ \frac{20}{340} = 0.046 \geq \frac{7.01}{10\,M_0} = 0.13 & CNV \\ \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & CV \end{cases}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (**BAEL 91**)[2] la flèche totale est : $\Delta\sigma_T=\sigma_v-\sigma_i$

La flèche admissible est :

$\bar{f}=\frac{L}{500}$ → si: L <5 m

$\bar{f}=0.5+\frac{L}{1000}$ → si: L >5 m

$\delta_i=\frac{M_{sev}\times L^2}{10\times Ei\times I\delta i}$ ..... Flèche due aux charges instantanées.

$\delta_v=\frac{M_{sev}\times L^2}{10\times Ev\times I\delta v}$ ..... Flèche due aux charges différées.

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$I_0=\frac{b\times h3}{12}+15\times A_s(\frac{h}{2}-d)^2$ → $I_0=\frac{65\times 20^3}{12}+15\ 1.57\ (\frac{20}{2}-18)^2$

I_0= 44840.53cm^4.

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i}=\frac{I0}{1+\lambda i\times\mu} \\ I_{\delta v}=\frac{1.1\times I0}{1+\lambda v\times\mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i=\frac{0.05\times ft28}{\rho(2+3\frac{b0}{b})} & \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_i=\frac{0.02\times ft28}{\rho(2+3\frac{b0}{b})}=0.4\lambda_i & \rightarrow \text{Pour la déformation différée} \end{cases}$$

$\mu=1-\frac{1.75\times ft28}{1.75\times ft284\times\rho\times\sigma s+ft28}$ avec : $\sigma s=\frac{Mser}{As\times Z}$

$\rho=\frac{As}{b.d}=\frac{2.36}{65\times 18}=0.002$

$Z=d-\frac{y}{3}=18-\frac{9.76}{3}=14.74cm$

$y=\frac{\frac{bh^2}{2}+As\times d}{b\times h+15\times As}=\frac{\frac{65\times 20^2}{2}+1.57\times 18}{65\times 20+15\times 1.57}=9.84cm$

$\sigma_s=\frac{7.01\times 1000}{1.57\times 9.84}=453.75Mpa$

$\mu=1-\frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.002\times 453.75+2.1}=0.35$

$$\begin{cases} \lambda i=\frac{0.05\times 2.1}{0.002(2+3\frac{10}{65})}=21.28 \\ \lambda v=0.4\times 21.28=8.51 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I\delta i=\frac{44840.53}{1+21.28\times 0.35}=5307.82 \\ I\delta v=\frac{1.1\times 44840.53}{1+8.51\times 0.35}=12397.78 \end{cases}$$

$E_i=11000(fc28)^{1/3}$= 32164,195 MPa

$E_v=3700(fc28)^{1/3}$= 10818,865 MPa

$\delta_i=\frac{7.01\times 4.30^2\times 10^8}{10\times 32164{,}195\times 5307.82}=7.59mm$

$\delta_v=\frac{7.01\times 4.30^2\times 10^8}{10\times 10818{,}865\times 12397.78}=9.66$

Alors : $\Delta\sigma T=\sigma v-\sigma i < \bar{f}=\frac{L}{500}$

$\Delta\sigma T=\sigma v-\sigma i=2.07mm < \bar{f}=\frac{L}{500}=8.6mm$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

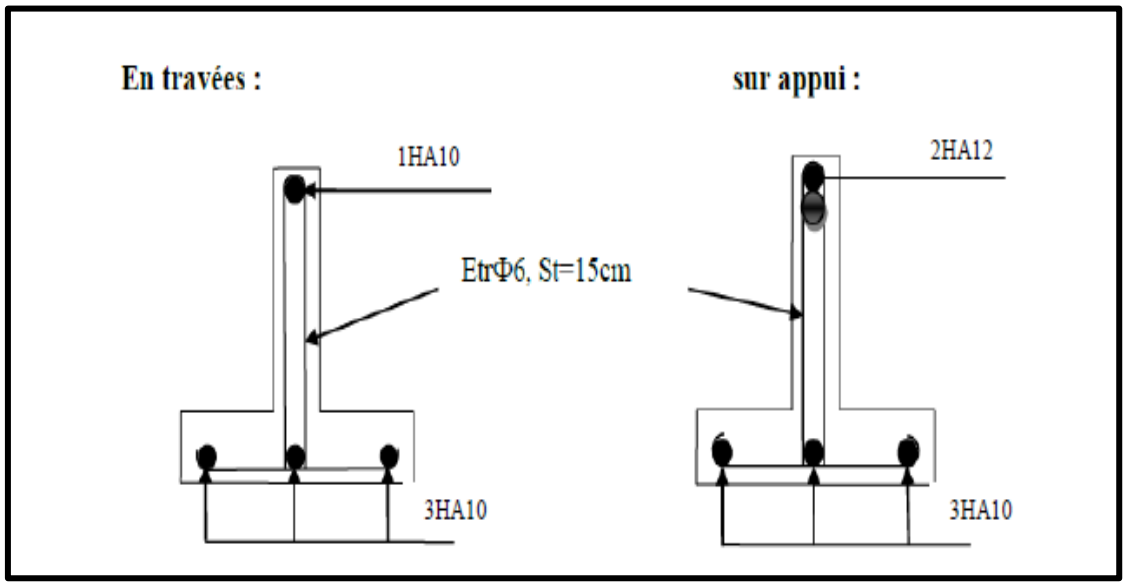


Figure III. 38 : Schéma de ferraillage poutrelles.

III.6.4.4. Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ **section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_{\perp} \geq 200/f_e$ (cm²/ml) si $L \leq 50cm$;

$A_{\perp} \geq 4L/f_e$ (cm²/ml) si $50cm \leq L \leq 80cm$;

Avec (L: l'écartement entre axe des nervures).

❖ **section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

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

L = 0,65 m ;

f_e = 400 MPa ;

50cm ≤ L = 65 cm≤ 80 cm → $\mathbf{A_{\perp}} \geq 4x65/400 = 0.65$ cm²/ml.

On prend : $\mathbf{A_{\perp} = 5\phi\ 6}$ =1.41 cm²/ml ;

$A_{//} \geq 1.41/2$ =0.35 cm²/ml on prend : $\mathbf{A_{//} = 5\phi\ 6}$ =1.41 cm²/ml ;

On prend un quadrillage de section 5ϕ 6 avec un espacement de 20.

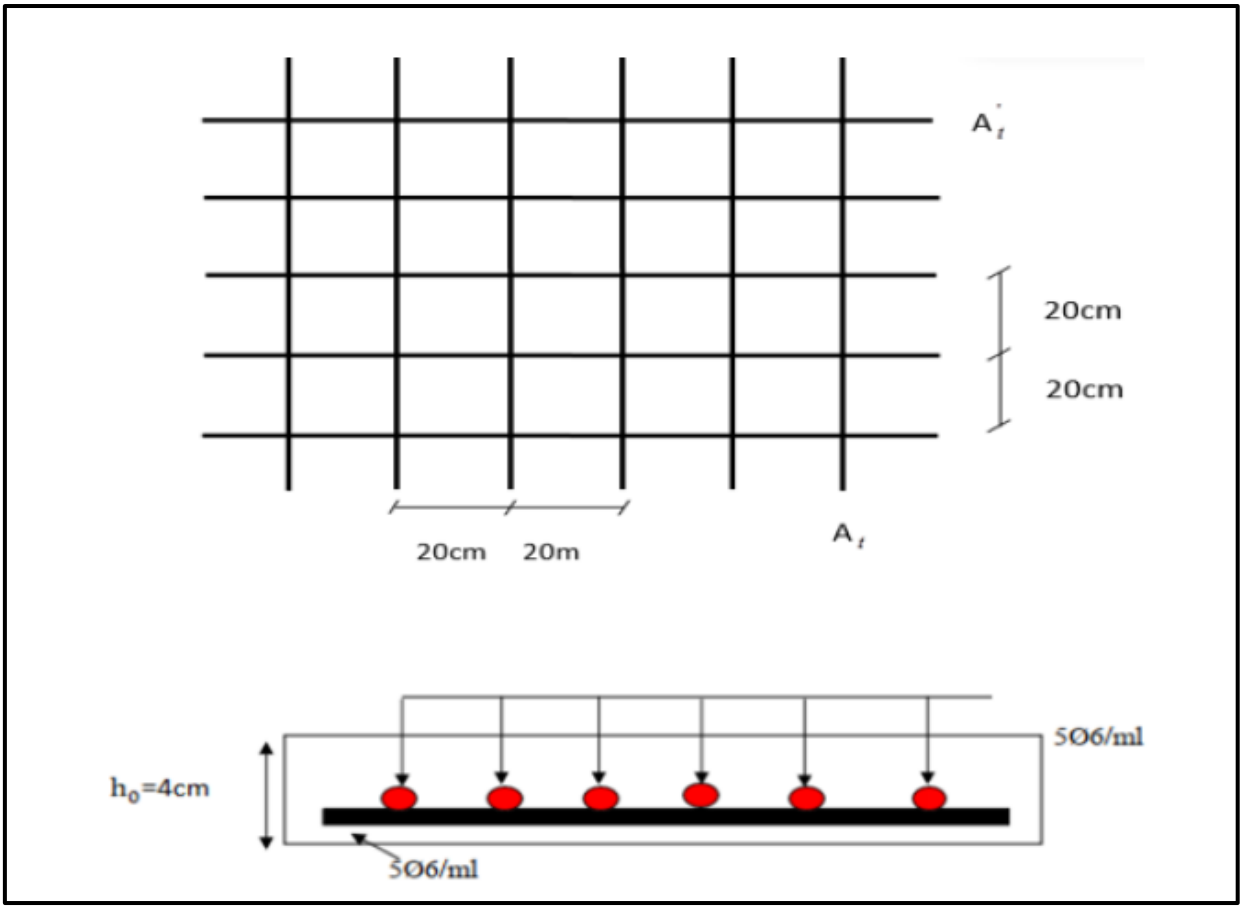


Figure III.39 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.7. Conclusion chapitre 03 :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003 **[**1], BAEL 91 **[**2] modifié en 99, et le CBA 93 **[**3].

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE IV : Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme.

Le séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+5) à usage habitation avec un système de contreventement par voile, est implanté à Wilaya de Mila, c'est une zone classée par le RPA99 version 2003 comme zone sismicité (Zone IIa : moyenne sismicité) et dans un Site meuble (S3).

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « ROBOT » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.2 objective de l'etude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soigné.

IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique :

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1.2 Principe de la méthode :

Les fores réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

IV.3.1.3 Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.
b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
c)Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3.
-Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :
-Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

• La régularité en plan.
• La rigidité ou non des planchers.
• Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
• La déformabilité du sol de fondation. [1]

IV.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de Vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. [1]

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme :

IV.3.3.1. Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélerogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégique par un personnel qualifié.

IV.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

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

IV.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable
Zone I : sismicité faible
Zone II : sismicité moyenne
Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa.**

b) Classification de l'ouvrage selon son importance : Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 2 article 3.2 [1]: Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble de catégorie S3.**

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, h=18.60 m < 23m), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique[1].

IV.6 Application de la Méthode statique équivalente :

IV.6.1. Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{V}= \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone :

Donné par **le tableau 4.1 du (RPA 99/Version 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa [1].

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen : en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \le T \le T_2 \\ T_2 \le T \le 3.0\ s \\ T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA [1]:

Tableau IV.2: Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

η: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq \mathbf{0.7}$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.deξ (%).

Remplissage	**Portiques**		**Voiles ou murs**
	Béton armé	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne : ξ=10+7/2=8.5%

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 0.816 \geq \mathbf{0.}$

Facteur de qualité Q : [1]

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 du RPA**[1].

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Critère q	**p_q**	
	Sens XX	**Sens YY**
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05	0.05
Facteur de qualité	**1.20**	**1.20**

Coefficient de comportement globale de structure (R) : Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 [1] en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.5: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé	Coefficient de comportement (R)
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	**5**
Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide.	**3.5**
Voiles porteurs.	**3.5**
Noyau.	**3.5**
Mixte portiques/voiles avec interaction.	**5**
Portiques contreventés par des voiles.	**4**
Console verticale à masses réparties.	**2**
Pendule inverse.	**2**

Système de Portiques contreventés par des voiles donc : **R= 4**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$T = T_{min}$ $\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09\frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
On à : h_N=18.60 m.
D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcule.
C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie). Donc : C_T = 0.05.

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_T.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075 0.085
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$T = 0.09\frac{h_N}{\sqrt{D}}$ Donc on a :

Direction X :

Dx= 20.00 m

T= min $\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 18.60^{3/4} = 0.45 \text{ sec} \\ T = 0.09\frac{18.60}{\sqrt{20.00}} \Rightarrow T_X = 0.37\text{s} \end{cases}$

Direction Y :

Dy= 11.50 m

T= min $\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 18.60^{3/4} = 0.45 \text{ sec} \\ T = 0.09\frac{18.60}{\sqrt{11.50}} \Rightarrow T_Y = 0.49\text{s} \end{cases}$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs T=0. 37 selon X et T=0.45s selon Y

Donc : selon X → T=1.3 × 0.37 = **0.48 s**

Selon Y → T=1.3 × 0.45 = **0.58 s**

IV.6.2. Modélisation et résultats :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessite de l'utilisation de l'outil informatique s'impose Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.

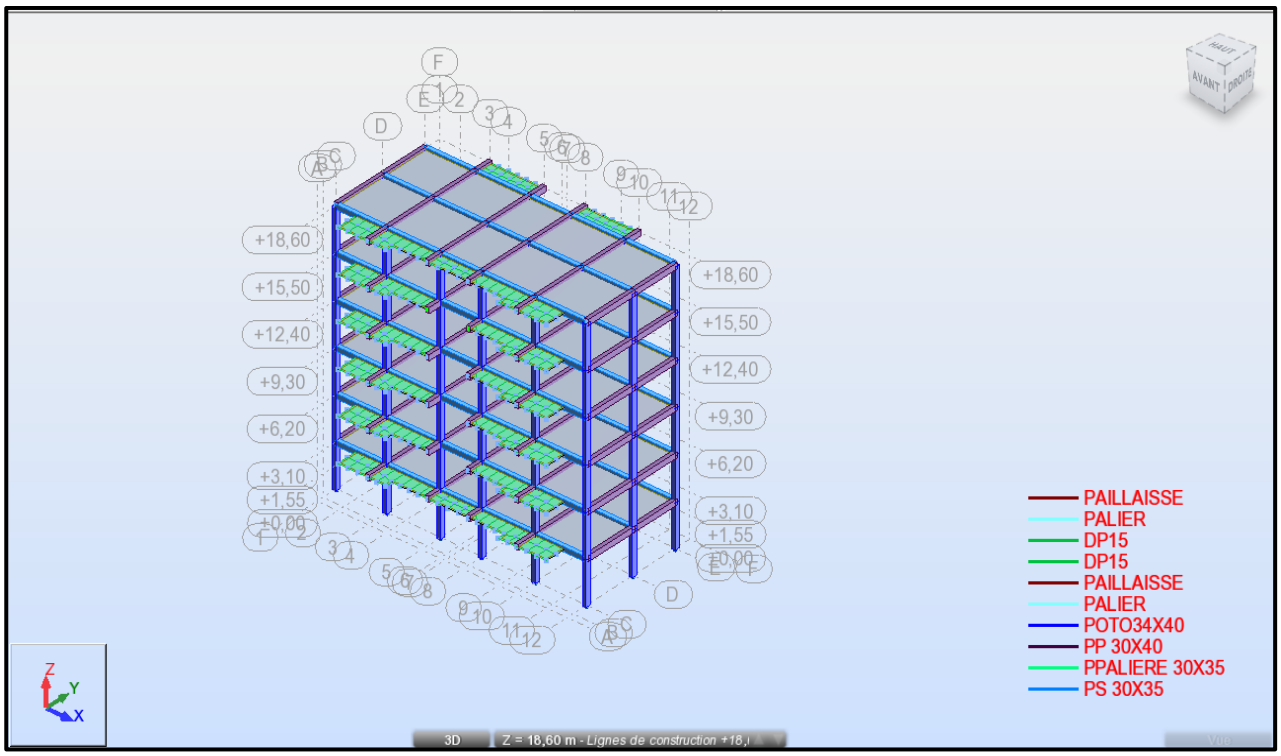


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure en portique (non contreventée) après modélisation

- **Résultat de l'analyse de la structure en portique (non contreventée) :**

Les différents modes propres de vibration de la structure en portique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique)

Mode	Période(sec)	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX (%)	UY(%)	UX (%)	UY(%)	
1	0,82	66,59	0,00	66,59	0,00	**Translation selon x**
2	0,70	66,59	80,95	0,00	80,95	**Translation selon y**
3	0,68	81,93	80,97	15,33	0,01	**Torsion**
4	0,27	91,18	80,97	9,25	0,00	
5	0,23	91,19	91,70	0,01	10,73	
6	0,22	92,14	91,84	0,96	0,14	
7	0,16	95,98	91,84	3,84	0,00	
8	0,13	95,99	95,99	0,01	4,15	
9	0,13	96,12	96,01	0,13	0,02	
10	0,11	98,08	96,03	1,97	0,02	

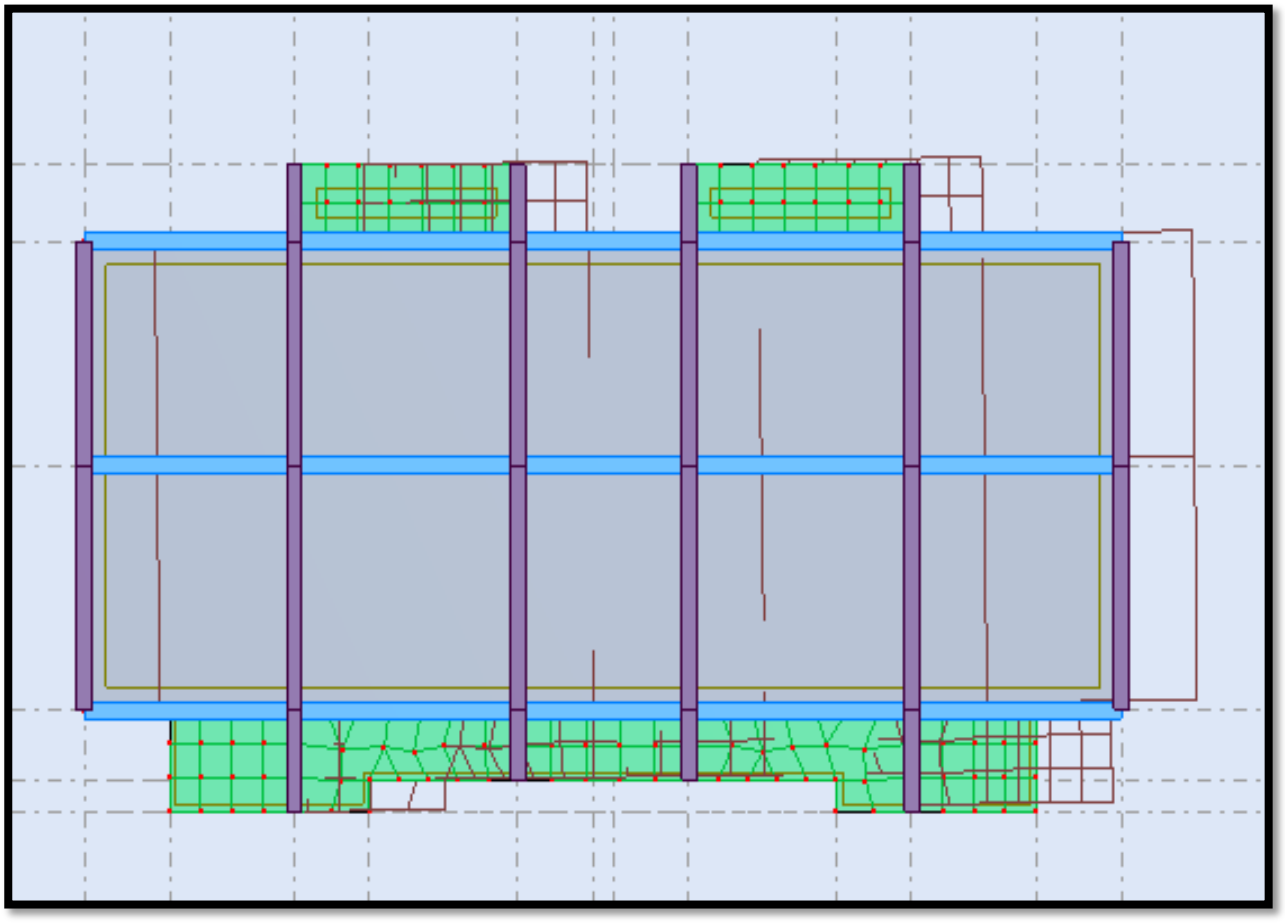


Figure IV.2 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 01 translation selon x

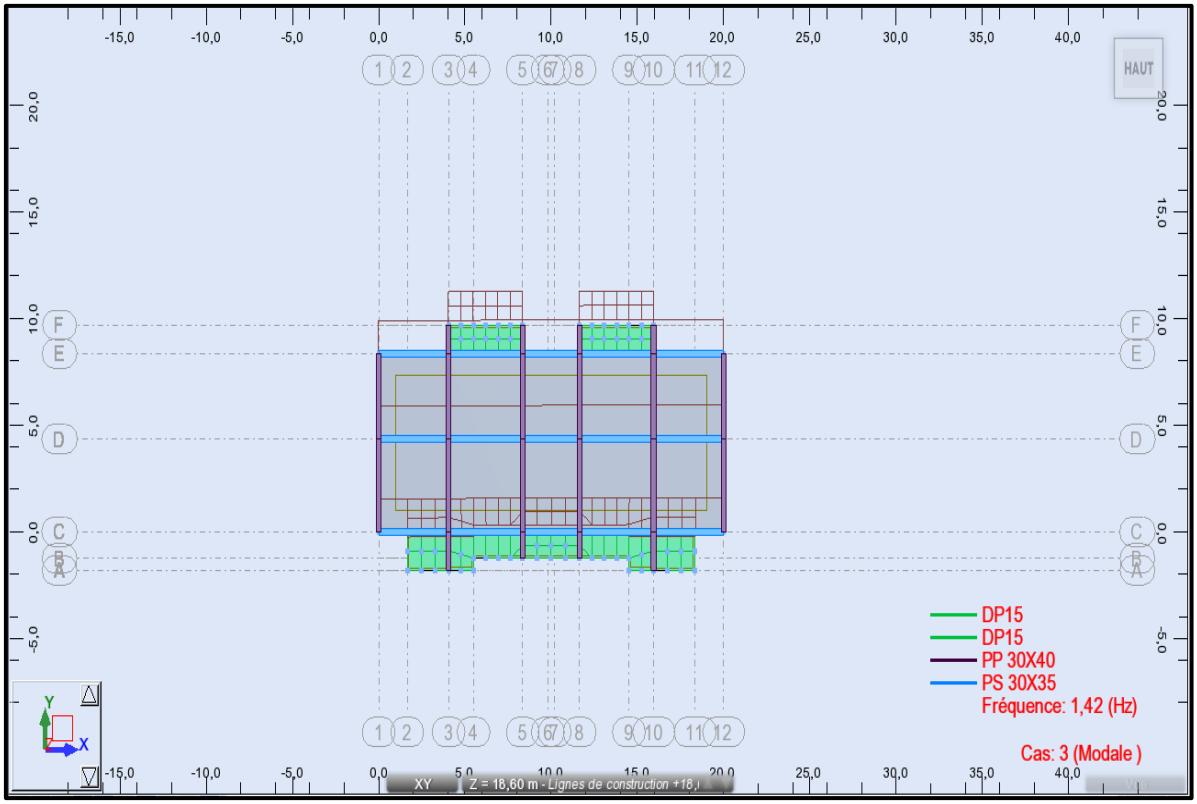


Figure IV.3 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 02 translation selon Y

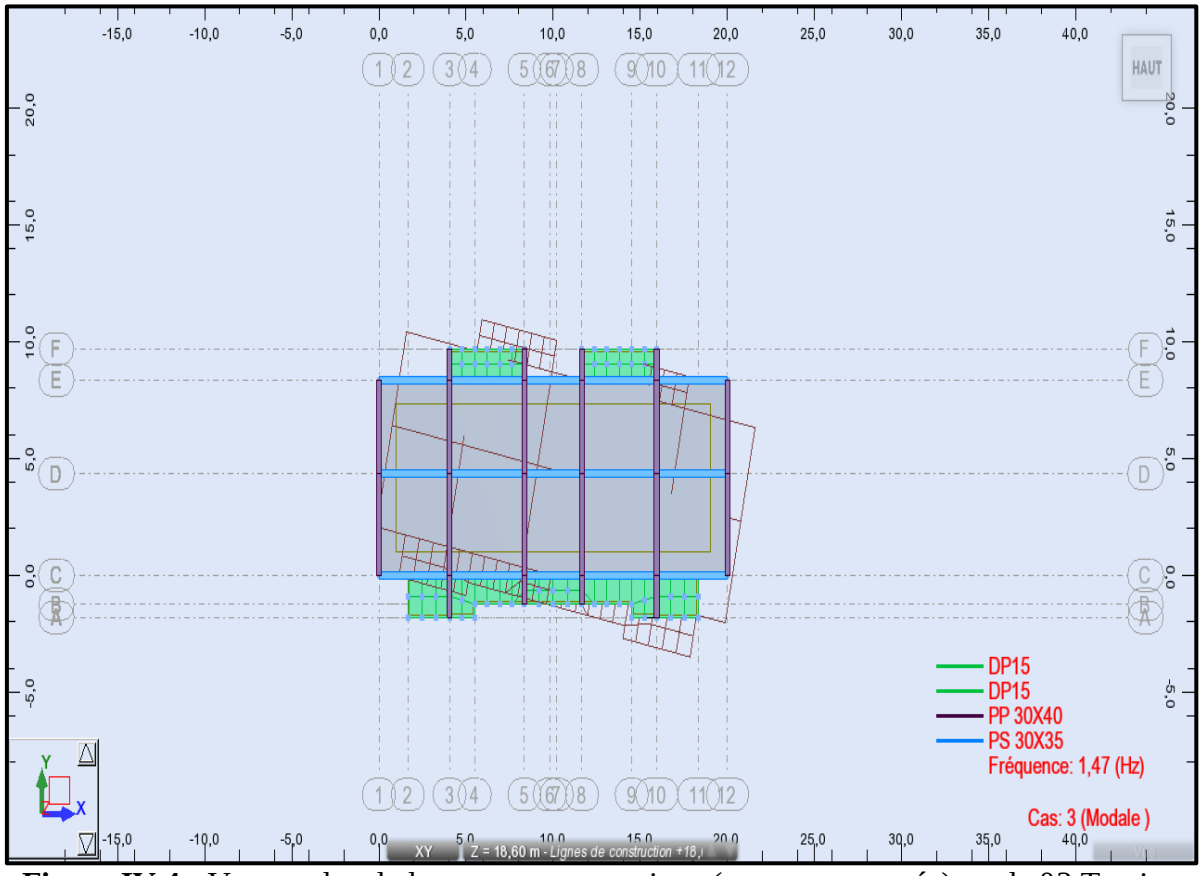


Figure IV.4 : Vue en plan de la structure en portique (non contreventée) mode 03 Torsion Selon Z

- **Interprétation des résultats :**

-Ce modèle présente une période fondamentale T = 0,82 s.

- Le premier mode et deuxième est un mode de Translation selon x et y
- le 3ème mode est un mode de de torsion.

-les 10 modes attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a. [1] donc se nombre est suffisamment.

Résultats : $T_{analytique}$ x $>1.3T_{empérique}$ x et $T_{analytique}$ y $>1.3T_{empérique}$ y

0.82s >0.48s et 0.70s >0.58s

Structure flexible ou souple, Ces constatations nous ont menés à procéder un système de contreventement de structure en portique par des voile en béton armé en respectant les exigences du RPA99V2003 [1]

- **Formes modales de la structure rigidifiée par des voiles de contreventement :**

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une Manière Réfléchie ; plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

✓Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003.**

✓Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.

✓Des déplacements inter-étages vérifiés.

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

- **Résultat de l'analyse de la structure en portique (contreventée) :**

a) Première variante des voiles :

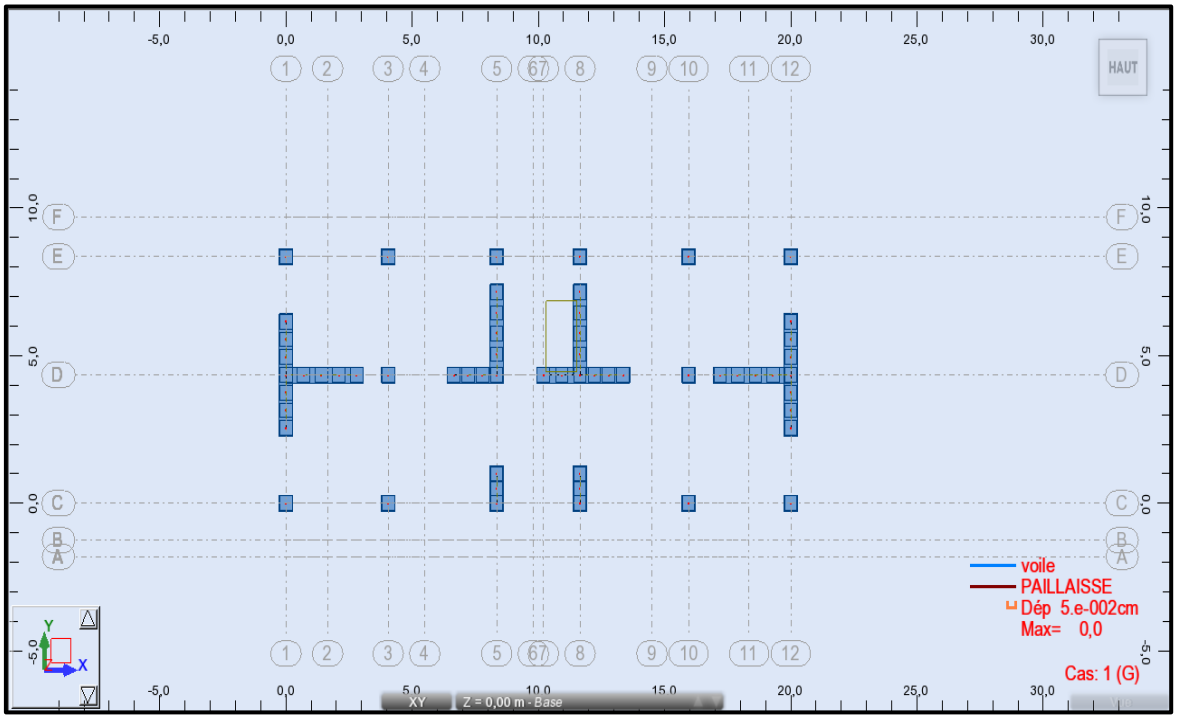


Figure IV.5 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.8: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (Première variante)

Mode	Période(sec)	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX (%)	UY (%)	UX (%)	UY (%)	
1	0,34	66,60	0,00	66,60	0,00	**Translation selon x**
2	0,30	66,60	70,63	0,00	70,63	**Translation selon y**
3	0,28	71,52	70,63	4,92	0,00	**Torsion**
4	0,09	88,85	70,63	17,32	0,00	
5	0,07	88,85	89,27	0,00	18,64	
6	0,07	89,29	89,27	0,44	0,00	
7	0,04	94,46	89,27	5,16	0,00	
8	0,04	94,46	89,27	0,00	0,00	
9	0,04	94,46	89,27	0,00	0,00	
10	0,04	94,46	89,27	0,00	0,00	

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe x. avec une période de 0.34s
- Le 2éme mode est un mode de translation selon l'axe y. avec une période de 0.30s
- Le 3ème est un mode de torsion.

-les 10 modes n'attendre pas 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 Version 2003 ART 4.3.4.a. [1] donc se nombre n'est pas suffisamment.

Résultats : $T_{analytique\ x} < T_{empérique\ x}$ et $T_{analytique\ y} < T_{empérique\ y}$

$0.34s < 0.37s$ et $0.30s < 0.45s$

Donc Structure rigide dans les deux sens il faut diminuer les voiles

b) Deuxième variante des voiles :

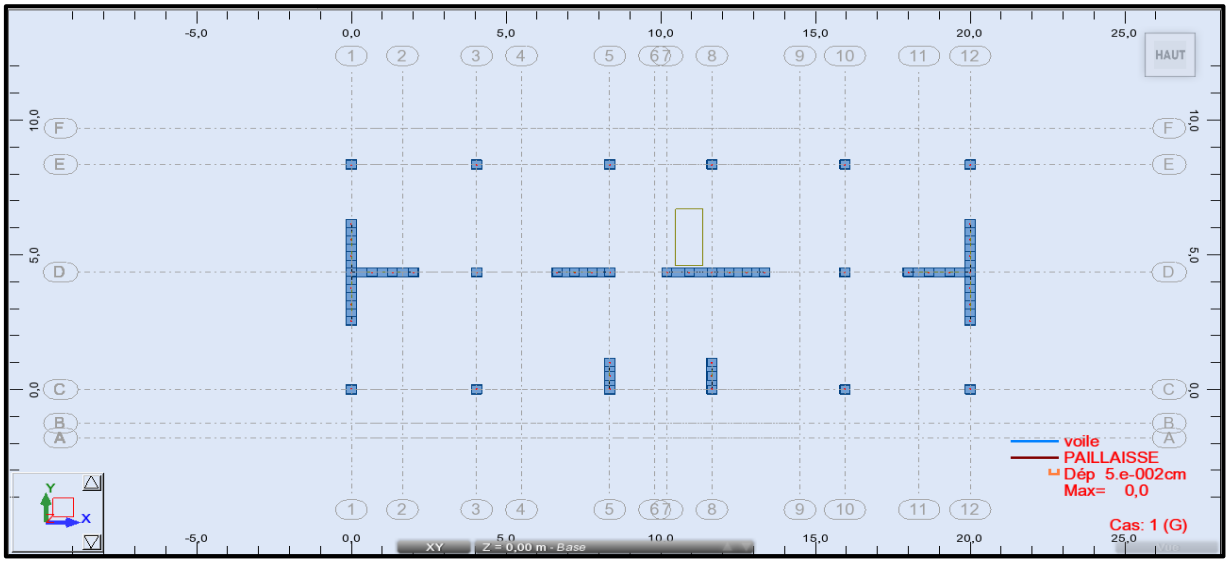


Figure IV.6 : Vue en plan pour la disposition du voile selon deuxième variante

b.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.9: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (Deuxième variante).

Mode	Période(sec)	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX (%)	UY (%)	UX (%)	UY (%)	
1	0,43	71,83	0,00	71,83	0,00	**Translation selon x**
2	0,38	71,83	71,72	0,00	71,72	**Translation selon y**
3	0,29	72,38	71,72	0,54	0,00	**Torsion**
4	0,11	88,72	71,72	16,34	0,00	
5	0,09	88,72	89,07	0,00	17,35	
6	0,07	88,75	89,07	0,03	0,00	
7	0,05	94,76	89,08	6,01	0,00	
8	0,04	94,76	89,25	0,00	0,17	
9	0,04	94,76	89,25	0,00	0,00	
10	0,04	94,76	95,37	0,01	6,13	

b.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe x. avec une période de 0.43s
- Le 2éme mode est un mode de translation selon l'axe y. avec une période de 0.38s
- Le 3ème est un mode de torsion.

-les 10 modes attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a. [1] donc se nombre est suffisamment.

Résultats :

$T_{empérique\ x} \leq T_{analytique\ x} \leq 1.3T_{empérique\ x}$ $\quad 0.37s \leq 0.43s \leq 0.48\ s$

$\Rightarrow T = T_{empérique\ x} \Rightarrow T = 0.37\ s$ Donc Structure rigide et souple dans sens x

et $T_{analytique\ y} < T_{empérique\ y} \Rightarrow 0.38s < 0.45s$

Donc Structure rigide dans le sens y il faut diminuer les dimensions des voiles dans sens y

c) troisième variante des voiles :

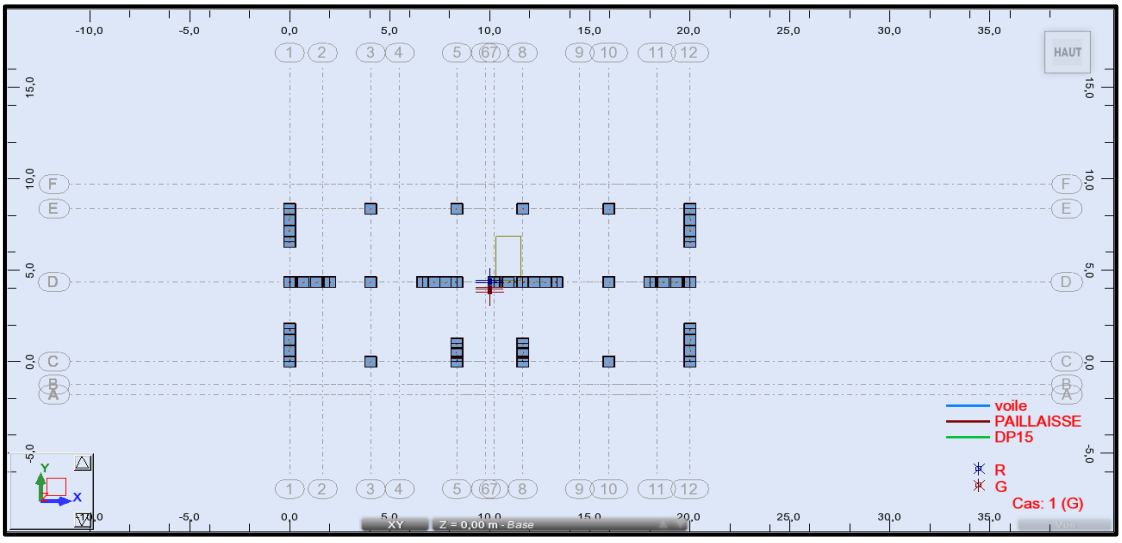


Figure IV.7 : Vue en plan pour la disposition du voile selon troisième variante

c.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.10: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

(Troisième variante).

Mode	Période(sec)	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX (%)	UY (%)	UX (%)	UY (%)	
1	0,45	70,59	0,66	70,59	0,66	**Translation selon x**
2	0,45	71,25	73,72	0,66	73,06	**Translation selon y**
3	0,36	72,99	73,72	1,74	0,00	**Torsion**
4	0,12	84,41	77,54	11,42	3,83	
5	0,12	88,28	88,64	3,87	11,09	
6	0,09	88,38	88,64	0,11	0,00	
7	0,06	94,50	88,64	6,11	0,00	
8	0,06	94,50	94,85	0,00	6,22	
9	0,04	94,50	94,85	0,00	0,00	
10	0,04	94,50	94,86	0,00	0,01	

c.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe x. avec une période de 0.45s
- Le 2éme mode est un mode de translation selon l'axe y. avec une période de 0.45s
- Le 3ème est un mode de torsion.

-les 10 modes attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a. [1] donc se nombre est suffisamment.

Résultats :

$T_{empérique\ x} \leq T_{analytique\ x} \leq 1.3T_{empérique\ x}$

$0.37s \leq 0.45s \leq 0.48\ s$

$\Rightarrow T = T_{empérique\ x} \Rightarrow T = 0.37\ s$ **Donc Structure rigide et souple dans sens x**

et $T_{empérique\ y} \leq T_{analytique\ y} \leq 1.3T_{empérique\ y}$

$0.45s \leq 0.45s \leq 0.58\ s$ **Donc Structure rigide et souple dans sens y**

Conclusion : Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique :**

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$ et $T_2=0.5$ on obtient :

Sens X :

$T = \min (T_{empérique\ x} ; T_{analytique\ x}) \Rightarrow T = \min (0.37s ; 0.45s)$ donc

$T_{empérique\ x} \leq T_{analytique\ x} \leq 1.3T_{empérique\ x} \Rightarrow T = T_{empérique\ x}$

Donc : $T = 0.37\ s$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.37 \leq 0.50$……condition vérifiée

Donc : D = 2.5η ⇒ D_X = 2.5×0.816=2.04

Sens Y :

T = min ($T_{empérique\ y}$; $T_{analytique\ y}$) ⇒ T = min (0.45s ; 0.45s) donc
$T_{empérique\ y} \leq T_{analytique\ y} \leq 1.3T_{empérique\ y}$ ⇒ T = $T_{empérique\ y}$
Donc : T = 0.45 s
La condition : 0 ≤ T ≤T_2 ⇒ 0 ≤ 0.45≤ 0.50……..…condition vérifiée
Donc : D = 2.5η⇒ D_Y = 2.5×0.816=2.04

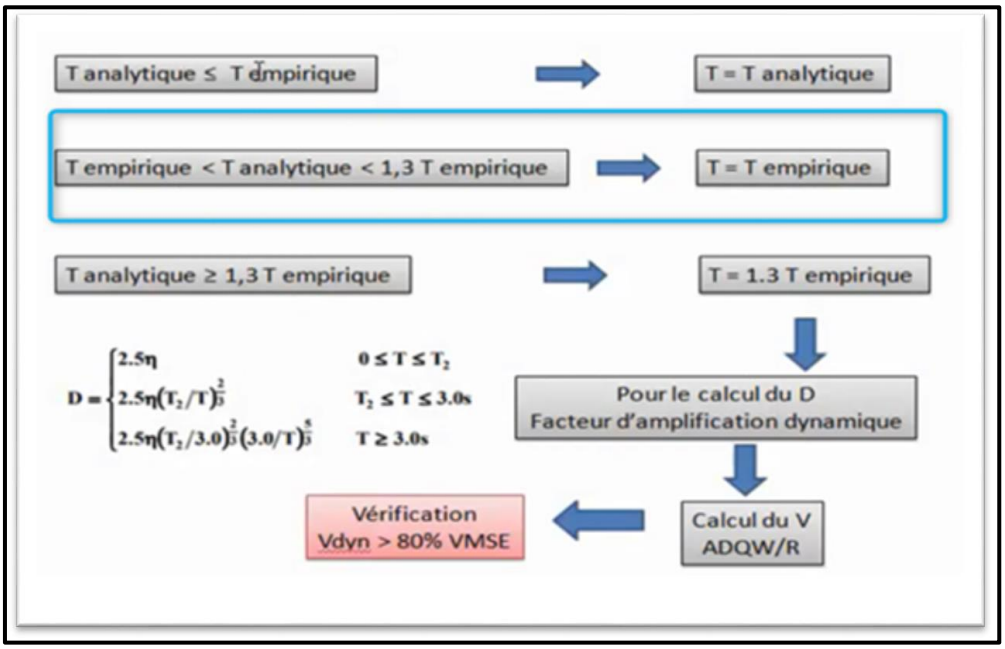


Figure IV.8: choix de méthode de calcul de période T selon le cas

- **Poids total de la structure W :** [1]

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :
$W = \sum_i^N Wi$ avec $Wi = WGi + \beta WQi$
$\mathbf{W_{Gi}}$: poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
$\mathbf{W_{Qi}}$**:** charges d'exploitation
ß: coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du **RPA ($\boldsymbol{\beta = 0.2}$)[1].**
A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :
W=10067.04KN.

- **Calcule de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$V_X = \frac{A.D.Q}{R} W$ $\Rightarrow V_X = \frac{0.15\times2.04\times1.15}{4} \times 10067.04 = 885.64$ KN

0.8×Vx=708.512 KN

Sens Y :

$Vy = \frac{A.D.Q}{R} W$ $\Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{4} \times 10067.04 = 885.64$ KN

0.8Vy= 708.512 KN

IV.7. Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st}.

Si $V_{dyn} < 0.8\ V_{st}$, [1] il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,) dans le rapport celui-ci :

$$R = \frac{0.8V_{st}}{V_T}$$

Les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

$V_{st\ x}$= 885.64 KN ; $V_{st\ y}$ = 885.64 KN.

0.8×Vx=708.512 KN ; 0.8Vy= 708.512 KN

Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	**$0.8V_{statique}$ (KN)**	**$V_{dynamique}$ (KN)**	**$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$**
Suivant X	708.512	753,55	Condition vérifiée
Suivant Y	708.512	774,13	Condition vérifiée

IV.8. L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$Fi = \frac{(V - Ft)\ Wi\ hi}{\sum bj\ hj}$$

Avec : La force Fi concentrée au sommet de la structure : T < 0,7s ⇒ Ftx =Fty = 0

TableauIV.12 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	**Force Fx (KN)**	**Force Fy (KN)**
RDC	765,49	756,87
1	739,33	730,53
2	679,03	670,24
3	585,09	576,25
4	455,29	446,60
5	288,85	281,91

IV.9. Vérification des déplacements :

On doit vérifier que : $\Delta k \leq \overline{\Delta}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k−1 » selon la formule suivante : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit [1]: $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques Fi.

R : Coefficient de comportement (R=4).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10).

$\overline{\Delta} = \frac{he}{100} = \frac{310}{100} = 3.10$ cm

Tableau IV.13: Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

		Sens x-x			**Sens y-y**				
Niveau	**Hauteur (m)**	δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)	δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)	$\overline{\Delta}$(cm)	**Condition** Δk <1%*Hauteur
RDC	3.10	0.070	0,281	0,281	0.073	0,294	0,294	3.10	Vérifiée
1	3.10	0.215	0,862	0,582	0.223	0,895	0,601	3.10	Vérifiée
2	3.10	0.392	1,569	0,707	0.403	1,613	0,718	3.10	Vérifiée
3	3.10	0.573	2,293	0,724	0.584	2,336	0,722	3.10	Vérifiée
4	3.10	0.744	2,977	0,684	0.750	3,003	0,667	3.10	Vérifiée
5	3.10	0.905	3,623	0,645	0.901	3,607	0,604	3.10	Vérifiée

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage

IV.10. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P−Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$

Avec :

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après.

Vk: effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk: Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k−1).

hk: hauteur de l'étage k.

- **Sens XX :**

Tableau IV.14 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx.

Niveau	Pk(KN)	Δ_k(m)	V_{kx}(KN)	h_k(m)	**θ**	θ ≤ 0.1
RDC	10067,04	0,0028	753,54	3.10	0.01	Cv
1	8414,42	0,0058	727,60	3.10	0.02	Cv
2	6800,12	0,0070	668,07	3.10	0.02	Cv
3	5185,83	0,0072	575,61	3.10	0.02	Cv
4	3571,53	0,0068	448,16	3.10	0.01	Cv
5	1962,97	0,0064	284,59	3.10	0.01	Cv

- **Sens YY :**

Tableau IV.15 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy.

Niveau	Pk(KN)	Δ_k(m)	V_{ky}(KN)	hk(m)	**θ**	θ ≤ 0.1
RDC	10067,04	0,0029	774,13	3.10	0.01	Cv
1	8414,42	0,0060	747,28	3.10	0.02	Cv
2	6800,12	0,0071	685,65	3.10	0.02	Cv
3	5185,83	0,0072	589,44	3.10	0.02	Cv
4	3571,53	0,0066	456,66	3.10	0.01	Cv
5	1962,97	0,0060	287,98	3.10	0.01	Cv

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

IV.11. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) [1] exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.30$ [1]

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc_{28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	B_c (mm²)	N_d (N)	F_{c28} (MPa)	V	Observation
30×40	120 000	909450,61	25	0.29	CV

La condition est vérifiée, Alors il n'est pas nécessaire d'augmenter la section des poteaux.

IV.12. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment (centre de masse et centre de torsion) : (RPA art 4.3.7)

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \ X_i}{\sum M_i} \qquad et \quad Y_G = \frac{\sum M_i \ Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes :

-Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent…etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à 0,05L ± , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.17 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X_G (m)	Y_G(m)	X_t(m)	Y_t(m)
RDC	10.00	4.14	10.00	3.99
1	10.00	4.08	10.00	4.14
2	10.00	4.08	10.00	4.14
3	10.00	4.08	10.00	4.14
4	10.00	4.08	10.00	4.14
5	10.00	4.02	10.00	3.85

Calcul de l'excentricité :

Excentricité théorique :

$ex= |X_G - Xt|$; $ey= |Y_G - Yt|$

Excentricité accidentelle : RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)[1]

$e_{acc} = 0.05L$

Tableau IV.18: Les résultats de l'excentricité.

Niveau	X_G (m)	Y_G(m)	X_t(m)	Y_t(m)
RDC	10.00	4.14	10.00	3.99
1	10.00	4.08	10.00	4.14
2	10.00	4.08	10.00	4.14
3	10.00	4.08	10.00	4.14
4	10.00	4.08	10.00	4.14
5	10.00	4.02	10.00	3.85

IV.13. Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction. Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$\sum Wk_{bi} > \sum Fk_{hk}$

Avec :

W_k : le poids calculé à chaque niveau (k)

b_i: Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k : la hauteur de l'étage k.

Dans le sens xx :

Tableau IV.19 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	Wk(KN)	bix(m)	Wkbix	Fk(KN)	hk(m)	Fkhk
RDC	10067,04	10.00	100670.4	765,49	3.10	2373.01
1	8414,42	10.00	84144.2	739,33	3.10	2291.92
2	6800,12	10.00	68001.2	679,03	3.10	2104.99
3	5185,83	10.00	51858.3	585,09	3.10	1813.77
4	3571,53	10.00	35715.3	455,29	3.10	1411.39
5	1962,97	10.00	19629.7	288,85	3.10	895.43
∑	∑ Wk bix =360019.1			∑ Fkhk =10890.51		

∑Wkbix >∑ Fkhk⇒360019.1 > 10890.51……. CV

Dans le sens yy :

Tableau IV.20: Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	Wk(KN)	biy(m)	Wkbiy	Fk(KN)	hk(m)	Fkhk
RDC	10067,04	10.00	100670.4	756,87	3.10	2346.29
1	8414,42	10.00	84144.2	730,53	3.10	2264.64
2	6800,12	10.00	68001.2	670,24	3.10	2077.74
3	5185,83	10.00	51858.3	576,25	3.10	1786.37
4	3571,53	10.00	35715.3	446,60	3.10	1384.46
5	1962,97	10.00	19629.7	281,91	3.10	873.92
∑	∑ Wk bi y=360019.1			∑ Fkhk =10733.42		

∑ Wkbix >∑ Fkhk⇒ 360019.1> 10733.42…….cv

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante : (Ms/Mr ≥1.50).

Ms : moment stabilisateur dû aux charges verticales Ms= ∑Wkbix

Mr: moment de renversement dû à la charge horizontale Mr=∑ Fkhk

Sens xx :

Tableau IV.21 : Vérification au renversement (sens xx).

Msx	Mrx	Ms/Mr	Ms/Mr ≥ 1.50	La condition
360019.1	10890.51	33.05	33.05≥ 1.50	CV

Sens yy :

Tableau IV.22 : Vérification au renversement (sens yy).

Msy	Mry	Ms/Mr	Ms/Mr ≥ 1.50	La condition
360019.1	10733.42	33.54	33.54≥ 1.50	CV

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

IV.14. Conclusion chapitre 04 :

Notre structure a rempli toutes les vérifications nécessaires et les justifications vis-à- vis leur stabilité, déformation et leur sécurité face au séisme Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise La méthode statique équivalente qui vérifier tous les critères d'utilisation. L'exploitation des résultats donnés par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014, a permis de vérifier plusieurs critères à savoir :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base (=0,8. VMSE).
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) [3] en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) [2].

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Les poutres :

Les poutres sont soumises à des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux, l'effet de ces derniers est négligé et les poutres seront étudiées en flexion simple selon les dispositions des règles BAEL91 [2], et les exigences duRPA99 (version2003) [1], en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT.

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

-Poutres principales (30×40).

-Poutres secondaires (30×35).

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [1] :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

* La section du béton en zone courante.
* La section du béton en zone de recouvrement.
* La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone. Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [1] :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : At= 0.003. s.b

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : En zon nodale.

St≤min ($\frac{h}{4}$;12∅).

En zon courante

St≤ $\frac{h}{2}$

Le diamètre des armatures transversales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés longitudinaux. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les combinaisons des charges :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :
-1.35 G + 1.5 Q …….. (ELU) Selon BAEL91.
-G + Q ……(ELS)Selon BAEL91.
- G + Q ± E ……. Selon RPA2003.
- 0.8 G ±E ……. …..Selon RPA2003.

V.2.3. Ferraillage des poutres :

V.2.3.1. Ferraillage des poutres principales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel ROBOT 2014.

Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre principale.

	En Appuis			En Travée		
Section	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}
30×40	−73.89	−53.72	−84	50.49	24.21	−33.45
			54.63			42.31

a)travée (1.35G+1.5Q) :

Mt max = 50.49 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.49 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.20} = 0.09$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$\mu_{bu}=0.09 < \mu_{bu}=0.186 \quad \Rightarrow \mu_{bu}=0.186 \Rightarrow$ pivot … A

$\mu_{bu}=0.09 < \mu_i=0.392 \quad \Rightarrow \mu_i=0.392 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 344.16 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{50.49 \times 10^6}{344.16 \times 348} \times \frac{1}{100} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ Avec f_{t28}= 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa

$A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400}$ =1.30cm²

A_{min} =1.30cm² < A_{st} =4.22cm²……Condition vérifiée

A_S= max (A_{MIN}, A_{CAL}) = max (1.30 ; 4.22) →A_S = 4.22 cm²

On prend : 3HA14 = 4.62 cm²

b) En appui (G+Q ±E) :

Ma_{max} = 84 KN.m
h = 40 cm; b = 30 cm; d = 0,9 × h = 36 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{84 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.20} = 0.15$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées
$\mu_{bu}=0.15 < \mu_{bu}=0.186 \Rightarrow$ pivot (A)
$\mu_{bu}=0.15 < \mu_i=0.392 \Rightarrow A' = 0$
$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.33$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 326.88mm$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{84 \times 10^6}{312.48 \times 348} \times \frac{1}{100} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ Avec ft_{28} = 0,6 + 0,06 fc_{28} = 2,1 MPa

$A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400}$ =1.30cm²

A_{min}=1.30 cm2 < A_{st} = 7.7cm² ……Condition vérifiée.

A_S = max (A_{min}, A_{cal}) = max (1.30 ; 7.7) → A_S = 7.7cm²

On prend : 3HA14 +3 HA 12 = 8.01 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$ Avec f_{t28}= 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa

$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{ft28}{fe}$ → $A_{min} \geq 130mm^2$ =1.30cm²

Tableau V.2: Ferraillage des poutres principales.

Position	**Mu**	**b**	**h**	**d**	**U_{bu}**	**α**	**Z**	**As**	**Amin**	**A**
Travée	50.49	30	40	36	0.09	0.11	344.16	4.22	1.3	**3HA14=4.62cm²**
Appui	84	30	40	36	0.15	0.33	326.88	7.7	1.3	**3HA14+3HA12=8.01cm²**

Vérification du ferraillage des poutres principales :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1)[1] :

A_{min} = 0.5% (b × h) = 0.005 (30×40) = 6 cm².

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :

4% b×d : En zone courante (A_{min} = 0.04×30×36 = 43.2cm²).

6% b×d : En zone de recouvrement (A_{min}=0.06×30×36 = 64.8cm²).

Vérification à L'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que: $\tau u < \bar{\tau}$ tel que:

$\bar{\tau} = min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$ ... ... (Fissuration peu préjudiciable)

$\overline{\tau} = min(3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \dfrac{vu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \dfrac{94.78 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.87\text{MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau}$ → 0.87 MPa < 3.33 MPa ……vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Calcul du ferraillage transversal :

Avec : b = 30 cm; d = 36 cm

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_1^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b0}{10})$ → $\emptyset_t \geq \min(12\text{mm}; 11.4\text{ mm}; 30\text{mm})$

On prend $\emptyset_t$ = 11.4 mm

$\emptyset_t$ =11.4 mm ⇒ A_t =4HA8=2.01cm² (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres : Selon BAEL91

$S_{t\,max} \leq \min(0.9d; 40\text{ cm}) = 32.4\text{ cm}$

$S_{t\,max} = 32.4\ cm$

$S_t \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67cm$

$S_t \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma s \times b \times (\tau u - 0.3ft28)} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.87 - 0.3 \times 2.1)} = 87.39cm$

$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = (32.4 ; 67 ; 87.39) \Rightarrow S_t = 32.4$ cm

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$S_t \leq (\frac{h}{4} ; 12\emptyset) \Rightarrow S_t = \min(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2)$

$S_t \leq 10cm$

En zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm$

Donc on adopte :

St=10cm → En zone nodale

St=15cm → En zone courante.

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$At_{min} \leq At$

$At_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8cm^2$

$At_{min} = 1.8 \leq At$ ……...CV

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 [1] la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de $\phi 40$.

$L_r = 40 \times \phi l = 40 \times 1.4 = 56cm.$

On adopte : $L_r = 70cm.$

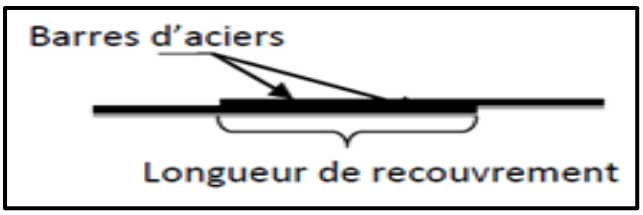


Figure V.1 : Longueur de recouvrement.

Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- En zone courante :

$3HA14 = 4.62cm^2 < 4\% \times b \times h = 48\ cm^2$ … Condition vérifiée.

- En zone de recouvrement :

$6HA14 = 9.24cm^2 < 6\% \times b \times h = 72\ cm^2$ … Condition vérifiée.

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3Vérification au cisaillement.

Poutres	**A_l (cm^2) Appui**	**Ma (KN.m)**	**V_u (KN)**	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	**Observation**
Principale	9.24	84	94.78	2.7	2.6	Vérifiée

Vérification à L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton :
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15MPa$

La contrainte de béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

y**:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.
I: Moment d'inertie.
M_{ser} = 24.21KN.m ; A_{st} =4.62 cm^2

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15$ $A'_{sc} = 0$ $A_{st} = 4.62$
$\frac{1}{2} b y^2 + \eta \times A's(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$
$15y^2 - 15 \times 4.62 \times (36 - y) = 0$
$y^2 + 4y - 166.32 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 26.20$

$y = 10.79$ cm

Le moment d'inertie:

$I = 1/3\ b.y3 + \eta\ Ast\ (d-y)^2 + \eta\ Asc(d-y) = 0$

$I = (30\times10.79^3)/3 + 15\times4.62\ (36 - 10.79)^2 = 56605.36cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{24.21\times10^3\ \times10.79}{56605.36} = 4.61Mpa$

$\sigma_{bc} = 4.61 \leq \bar{\sigma}_{bc}$…… ……..vérifier

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

d) En appuis :

On doit vérifier que

Pour le béton :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15MPa$

La contrainte de béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

y**:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

$M_{ser} = 53.72KN.m$; $A_{st} = 9.24\ cm^2$

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15$ $A'_{sc} = 0$ $A_{st} = 9.24$

$\frac{1}{2} b\ y^2 + \eta \times A's(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$

$15y^2 - 15\times 9.24 \times(36-y) = 0$

$15y^2 + 138.6y - 4989.6$

$y = 14.19$ cm

Le moment d'inertie:

$I = 1/3\ b.y_3 + \eta\ A_{st}\ (d-y)^2 + \eta\ A_{sc}(d-y) = 0$

$I = (30\times14.19^3)/3 + 15\times9.24\ (36 - 14.19)^2 = 94501.13cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{53.72\times10^6\ \times107.9}{94501.13\times10^4} = 6.13Mpa$

$\sigma_{bc} = 6.13 \leq \bar{\sigma}_{bc}$…… vérifier

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

Tableau V.4 : Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	σ_{bc} **(MPa)**	$\bar{\sigma}_{bc}$**(MPa)**	
Travée	24.21	10.79	56605.36	4.61	15	CV
Appuis	53.72	14.19	94501.13	6.13	15	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera

Pas : h=40cm ; L=435cm ; b=30cm ; As=9.24 cm².

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{40}{435} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & CV \\ \frac{40}{435} = 0.09 \geq \frac{24.21}{10\,M_0} = 0.085 & CV \\ \frac{4.2}{30 \times 36} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & CV \end{cases}$$

Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que :

$f = \frac{Mt}{10 \times Ei \times Ifi} = \frac{24.21}{10 \times 32164.2 \times 24580.90} = 3.06 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.05cm + \frac{l}{1000} = 0.49cm$

$I_{fi} = \frac{1.1 \times I0}{1 + \lambda i \times \mu} = \frac{1.1 \times 56605.36}{2.5331} = 24580.90$

$u = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma s + ft28} = 0.73$

$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{4.61}{30 \times 36} = 0.004$

$\lambda i = \frac{0.05 ft28}{\rho(2 + 3\frac{b0}{b})} = 2.47$

$f = 3.06 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.49cm$…….. Donc la flèche est Vérifiée.

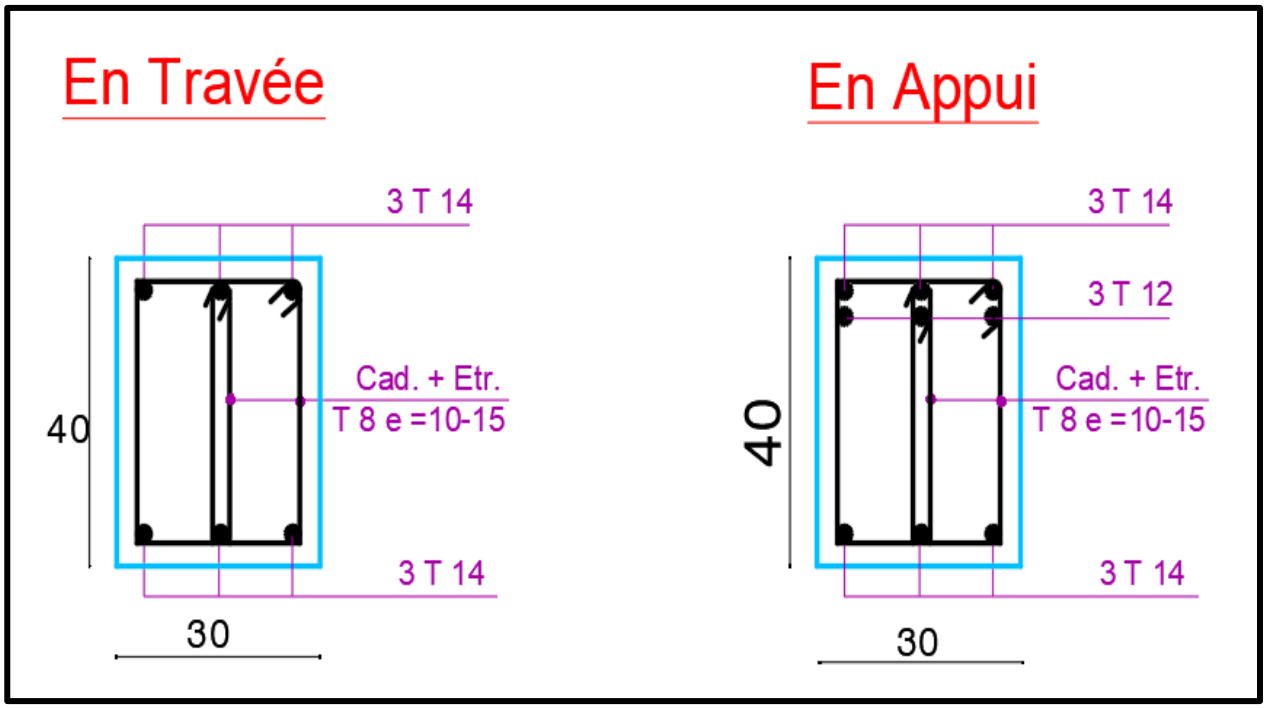


Figure V.2: Schéma de ferraillage des poutres principales.

V.2.3.2 Le ferraillage des poutres secondaire :

Tableau V.5: Ferraillage des poutres secondaires.

Position	Mu	B	H	D	u_{bu}	As	A_{min}	A (cm^2)
Travée	43.90	30	35	31.5	0.10	4.22	1.14	3HA14= 4.62
Appui	54.35	30	35	31.5	0.13	4.5	1.14	3HA14 = 4.62

Vérification du ferraillage des poutres secondaires :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [1]

Amin =0.5% (b ×h) = 0.005 (30×35) = 5.25 cm².

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)[1]

4% b×d ; En zone courante (A_{min}=0.04×30×31.5=37.8cm²)

6% b×d ; En zone de recouvrement (A_{min}=0.06×30×31.5= 56.7cm²)

Vérification à L'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que:

$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa)$ ... ... (Fissuration peu préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min(3.33MPa; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$

$\tau_u = \dfrac{vu}{b \times d} \quad \rightarrow \quad \tau_u = \dfrac{57.08 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.60MPa$

$\tau_u < \bar{\tau} \quad \rightarrow \quad$ 0.60 MPa < 3.33 MPa ……vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Calcul du ferraillage transversal :

Avec : b = 30 cm ; d = 31.5 cm

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_1^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b0}{10}) \quad \rightarrow \quad \emptyset_t \geq \min(12mm; 10\ mm; 30mm)$

On prend $\emptyset_t$= 10 mm

$\emptyset_t$ =10 mm $\Rightarrow$ A_t =4HA8=2.01cm² (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres : Selon BAEL91 :

$S_{t\,max} \leq \min(0.9d; 40\ cm) = 28.35\ cm$

$S_{tmax} = 28.35\ cm$

$S_t \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67cm$

$S_t \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma s \times b \times (\tau u - 0.3ft28)} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.60 - 0.3 \times 2.1)} = 69.91cm$

$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = (28.35 ; 67 ; 69.91) \Rightarrow S_t = 28.35$ cm

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$S_t \leq (\frac{h}{4} ; 12\emptyset) \Rightarrow S_t = \min(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2)$

$S_t \leq 8.75cm$

En zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$

Donc on adopte :

S_t=8.75cm En zone nodale

S_t=15cm En zone courante.

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 [1]:**

$At_{min} \leq At$

$At_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.57cm^2$

$At_{min} = 1.57 \leq At$ …….CV

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de ϕ40.

$L_r = 40 \times \phi l = 40 \times 1.4 = 56cm$

On adopte : L_r = 70cm

Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- En zone courante :

$3HA14 = 4.62cm^2 < 4\% \times b \times h = 48\ cm^2$ … Condition vérifiée.

- En zone de recouvrement :

$6HA14 = 9.24cm^2 < 6\% \times b \times h = 72\ cm^2$ … Condition vérifiée.

Cisaillement :

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2) Appuis	Ma (KN.m)	V_u (KN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	Observation
Secondaire	9.24	87.81	57.08	2.1	2	Vérifiée

Vérification à L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

a) En travée :

On doit vérifier que :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 MPa$

La contrainte de béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

y**:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.
I: Moment d'inertie.
M_{ser} = 35.94KN.m ; A_{st} =4.62 cm^2

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15$ $A'_{sc} = 0$ $A_{st} = 4.62$
$\frac{1}{2} b y^2 + \eta \times A's(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$
$15y^2 - 15 \times 4.62 \times (36-y) = 0$
$y^2 + 4y - 166.32 = 0$
$\sqrt{\Delta} = 26.20$
$y = 10.79$ cm

Le moment d'inertie:

$I = 1/3\ b.y3 + \eta\ Ast\ (d-y)^2 + \eta\ Asc(d-y) = 0$
$I = (30 \times 10.79^3)/3 + 15 \times 4.62\ (36 - 10.79)^2 = 56605.36 cm^4$
$\sigma_{bc} = \frac{35.94 \times 10^3 \times 10.79}{56605.36} = 6.85 MPa$
$\sigma_{bc} = 6.85 \leq \bar{\sigma}_{bc}$ …… vérifier

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

e)En appuis :

On doit vérifier que :
Pour le béton :
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}[1]$
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 MPa$

La contrainte de béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

y**:** distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.
I: Moment d'inertie.
M_{ser} = 33.86KN.m ; A_{st} =9.24 cm²

Position de l'axe neutre :
$\eta = 15$ $A'_{sc} = 0$ $A_{st} = 9.24$
$\frac{1}{2} b y^2 + \eta \times A's(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$
$15y^2 - 15 \times 9.24 \times (36-y) = 0$
$15y^2 + 138.6y - 4989.6$
$y = 14.19$ cm

Le moment d'inertie :

$I = 1/3\ b.y^3 + \eta\ A_{st}\ (d-y)^2 + \eta\ A_{sc}(d-y) = 0$
$I = (30 \times 14.19^3)/3 + 15 \times 9.24\ (36 - 14.19)^2 = 94501.13 cm^4$
$\sigma_{bc} = \frac{33.86 \times 10^6 \times 10.79}{94501.13 \times 10^4} = 3.88 MPa$
$\sigma_{bc} = 3.88 \leq \bar{\sigma}_{bc}$…… vérifier
Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Tableau V.7 : Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	**Y(cm)**	**I(cm4)**	σ_{bc} **(MPa)**	$\bar{\sigma}_{bc}$**(MPa)**	**condition**
Travée	35.94	10.79	56605.36	6.85	15	CV
Appuis	33.86	14.19	94501.13	3.88	15	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera

Pas : h=40cm ; L=435cm ; b=30cm ; As=9.24 cm² ;

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{35}{430} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \ldots\ldots \quad CV \\ \frac{35}{430} = 0.08 \geq \frac{35.94}{10\ M_0} = 0.085 \quad \ldots\ldots \quad CV \\ \frac{4.2}{30 \times 31.5} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots \quad CV \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

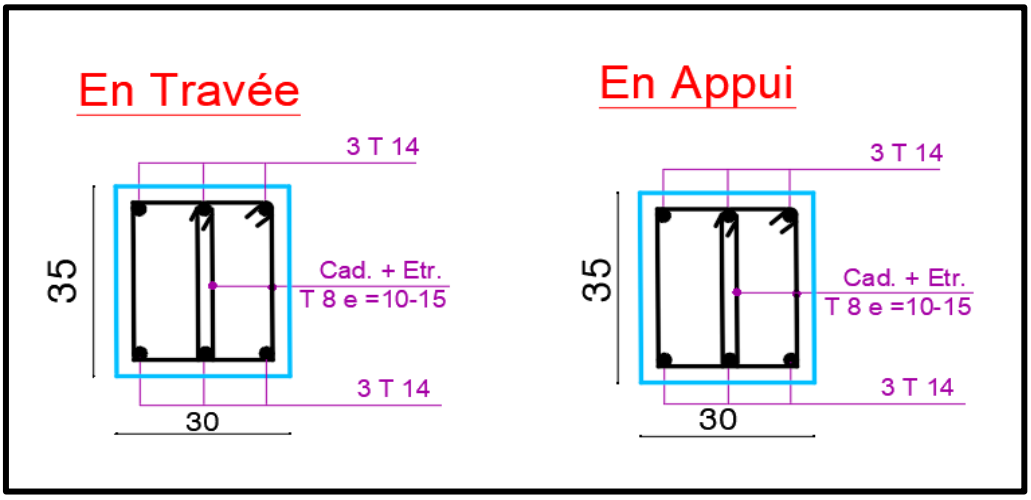


Figure V.3 : Schéma de ferraillage de La poutre Secondaire.

V.3 Ferraillage des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V.3.2. Méthode de ferraillage :

Pour ferrailler les poteaux, on choisit le poteau le plus sollicite dans chaque catégorie (section) et on adoptera le ferraillage trouvé pour le reste des poteaux. Pour le cas de la fissuration, elle sera prise peu préjudiciable si les poteaux ne sont pas exposés aux intempéries extérieures, et sera préjudiciable dans le cas contraire. Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3cas peuvent se présenter :

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.

Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :** E.L.U :$1.35G + 1.5Q$
  E.L.S : $G + Q$
- **Selon le R.P.A 99 :** $G+Q\pm E$
  $0.8G\pm E$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : N_{max} ……M correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{min} ……M correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant : M_{max}……N correspondant

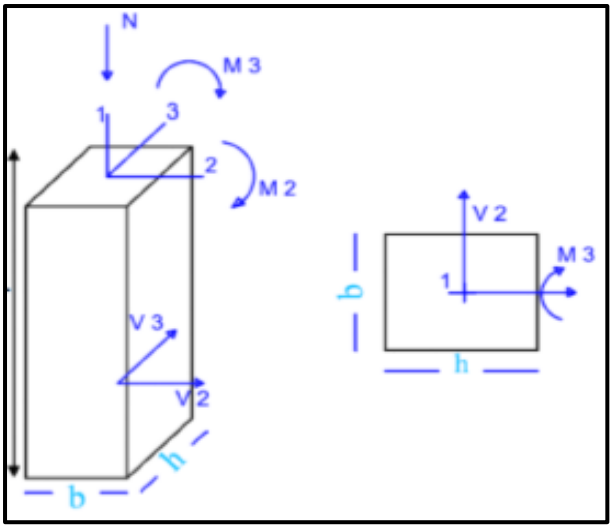


Figure V.4 : Vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.8 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

	γ_b	γ_s	σ_{bc} **(MPa)**	f_{c28} **(MPa)**	σ_s **(MPa)**
Situation durable	1.5	1.15	14.16	25	348

V.3.3 Hypothèses de calcul :

Calcul est en flexion composée avec une fissuration peu préjudiciable et est suivant le **BAEL91 mod.99**[**2**].
Soit le poteau le plus sollicité de la structure, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.9: Sollicitations dans les poteaux. (30×40) trouvées par le ROBOT

	G + Q ±E		**ELU**		**0.8G ±E**	
Poteaux	$\mathbf{M_{max}}$	$\mathbf{N_{corr}}$	$\mathbf{N_{max}}$	$\mathbf{M_{corr}}$	$\mathbf{N_{min}}$	$\mathbf{M_{corr}}$
30×40	40.19	63,90	906,38	-4,02	334,50	-24,72

V.3.4 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91[2] en adoptant une excentricité totale de calcul : $\mathbf{e = e_1 + e_a + e_2}$.

Avec :
-e_1 : excentricité du premier ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$e_1 = \frac{Mu}{Nu}$; $e_a = \max(2cm , \frac{L}{250})$; $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2+\alpha\emptyset)$

Avec:
L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.
h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_{G+}M_Q}$ ou $\alpha = 10(1 - \frac{M_u}{1.5\ M_{ser}})$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.5 Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux avec la section de (30×40) cm² :

1er cas :

N_{max} = 906,38KN

M_{ucorr} = 4, 02KN.m

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.02}{906.38} = 0.004m$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$e_a = Max\ (2cm, \frac{L}{250}) \quad \rightarrow \quad e_a = Max\ (2cm, 1.24)$

$e_1 = e_0 + e_a = 2.4cm$

$\frac{l_f}{h} \leq Max\ (15, 20\frac{e_1}{h}) = \frac{2.45}{0.4} \leq (15, 20\frac{0.02}{0.4}) = 6.12 < max\ (15,1)$……CV

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :
Donc on calcul e_2.

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\emptyset)$

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.
φ = 2

$\alpha = 10\ (1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}}) = 10\ (1 - \frac{4.02}{1.5 \times 14.56}) = 0.82$

$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.10)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.011m$

$e = e_1 + e_2 = 2.4 + 1.1 = 3.5cm$

Il faut vérifier que :

$M_2 = (N_u - N_0)\ (\frac{h}{2} - d') > M_u$

$N_0 = b \times h \times f_{bu} = 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3 = 1699.2$ kn.m

$M_2 = (906.38 - 1699.2)\ (\frac{0.4}{2} - 0.03) = -134.77 > M_u$ CV

$M_3 = N_u(\frac{h}{2} - d') - (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times N_0$

$M_3 = 906.38\ (\frac{0.4}{2} - 0.03) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 1699.2 = -3.676$

$\Psi = \frac{0.3754 \times N0 \times h + Nu\left(\frac{h}{2} - d'\right) - Mu}{(0.8571h - d') \times N_0}$

$\Psi = \frac{0.3754\times1699.2\times0.4+906.38\left(\frac{0.4}{2}-0.03\right)-4.02}{(0.8571\times0.4-0.03)\times1699.2}$

$\Psi = 0.76 < 0.8095$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$M_u = N_u \times e = 1699.2\times0.03 = 50.97$ kN.m

$M_{Ua} = M_u + N_u\left(d-\frac{h}{2}\right) = 50.97+1699.2(0.37-\frac{0.4}{2}) = 139.83$KN.m

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{139.83\times10^6}{400\times370^2\times14.6} = 0.42$

$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73‰$

$\alpha_{limit} = \frac{2.43}{2.43+0.59} = 0.80$

$\mu_{limi\ t} = 0.8\ \alpha_{limit}(1\text{-}0.4\ \alpha_{limit}) = 0.43$

$\mu_{bu} = 0.42 < \mu_l = 0.392$ ……A'= 0

$\alpha = 1.25\times(1-\sqrt{1-2\times\mu_{bu}}) = 1.25\times(1-\sqrt{1-2\times0.42}) = 0.75$

$\beta = 1-0.4\alpha = 1-0.4(0.75) = 0.7$

$A_1 = \frac{M_u}{\beta d\sigma_S} = \frac{139.83\times10^3}{0.7\times0.37\times348} = 15.52$ cm²

Revenir à la flexion composée :

$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1699.2\times10^3}{348} - 3770 = 11.12$cm²

2eme cas :

$N_{min} = -334{,}50$KN

$M_{corr} = 25{,}30$KN.m

$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{25.30}{334.50} = 0.075$

$e_G \le d-\frac{h}{2} = (37-\frac{40}{2}) \Rightarrow 7.5<17$ cm

$M_u = +N_u\left(d-\frac{h}{2}+e_G\right) = 334.5\ (0.37-\frac{0.40}{2}+0.075) = 81.95$KN.m

$A_1 = \frac{Mu}{(d-d')\sigma s} = \frac{81.95\times10^6}{(370-30)348} = 692.61 = 6.92$cm²

$A_2 = \frac{Nu}{\sigma s} - A_1 = \frac{334.50\times10^3}{348} - 692.61 = 268.59$mm² $= 2.68$cm²

$A = A_1 + A_2 \Rightarrow 6.92+2.68 = 9.60\ cm^2$

3eme cas :

M^{max} : 40.19KN .m ; N^{corr} : 63,90 KN

Calcul excentricité :

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{40.19}{63.90} = 0.62$m

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a: (BAEL A.4.3.5) [2]

$e_a = Max\ (2cm, \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = Max\ (2cm, 1.24)$

$e_1 = e_0 + e_a = 64$cm

$\frac{l_f}{h} \le \max(15{,}20\ \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.4} \le (15{,}20\ \frac{0.64}{0.4}) = 5.35 < \max(15{,}32)$ ……...CV

Donc le calcul se faire dans la flexion composée et donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$e_2 = \frac{3\times L_f^2}{10000\times h} \times(2+\alpha\emptyset)$

α=10(1−$\frac{M_u}{1.5M_{ser}}$)= 10(1−$\frac{4.02}{1.5\times14.56}$) = 0.82

$e_2 = \frac{3\times(0.7\times3.10)^2}{10^4\times0.4} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.011m$

e=e_1+e_2=64+1.1= 65.1cm

Il faut vérifier que :

M_2=(N_u−N_0)×($\frac{h}{2}$ −d')>M_u

N_0=b×h×f_{bu}=300×400×14.16=1699.2 KN

M_2 = (63.90−1699.2) ($\frac{0.4}{2}$ −0.03)= − 278.01

M_3 =N_u ($\frac{h}{2}$ −d')−(0.337× $h - 0.81 \times d') \times N_0$

M_3 = 63.90 ($\frac{0.4}{2}$-0.03) − (0.337× 0.4 − 0.81 × 0.03) × 1699.2 = −176. 9KN.m

$\Psi = \frac{0.3754\times N0\times h+Nu\left(\frac{h}{2}-d'\right)-Mu}{(0.8571h-0.03)\times N0}$

$\Psi = \frac{0.3754\times1699.2\times0.4+63.90\left(\frac{0.4}{2}-0.03\right)-40.19}{(0.8571\times0.4-0.03)\times1699.2}$ = 0.42

Ψ= 0.42< 0.8095

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

M_u =N_u×e=63.90×0.65=41. 53KN.m

M_{ua} = M+N_u (d− $\frac{h}{2}$) = 41.53+63.90 (0.37− $\frac{0.4}{2}$) = 52.93 KN.m

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2fbu} = \frac{52.93\times10^6}{300\times370^2\times14.16}$ = 0.09

μ_{bu}= 0.09 < μ_l=0.392…….A'=0

$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.12$

β=1−0.4 α=0.95

$A_1 = \frac{M_u}{\beta d\sigma s} = \frac{41.53\times10^3}{0.95\times0.37\times348}$ =339.51=3.39cm²

Revenir à la flexion composée :

$A_2 = \frac{N_u}{\sigma s} - A_1 = \frac{63.90\times10^3}{348} - 339.51 = 156.28 = 1.56cm^2$

Armatures finales :

A_f = max ($A_{calculer}$,A_{BAEL},A_{RPA})

La section des armatures longitudinale :

1. A calculé : A= 37.70 cm²

2. Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21)[2] :

$A_{u(min)}$=max (0,2% B ; 4% P)

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$A_{u\ (min)}$ = max [0,2% (30×40) ; 4% 140].

$A_{u\ (min)}$ = max (2.4 cm2 ; 5.6 cm^2).

$A_{u\ (min)}$ = 5.6 cm2.

- Le pourcentage maximal des armatures :

Au (max) = 5 % B = 80 cm².

2. Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) [1]**:**

$A_{u\ (min)}$ = 0,8% B = 0.008 (40 × 30)

$A_{u\ (min)}$ = 9.6 cm²

Tableau V.10: Ferraillage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm^2)	A calculer	A min (cm^2)	Choix des armatures	$A_{adopté}$ (cm^2)
RDC ET LES ETAGES COURANT	30×40	15.52	9.60	8HA16	16.08

V.4.Recommandations des règlements :

V.4.1 Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\%$ → (Zone courante)

$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\%$ → (Zone de recouvrement)

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Ø en (Zone IIa).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (Zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

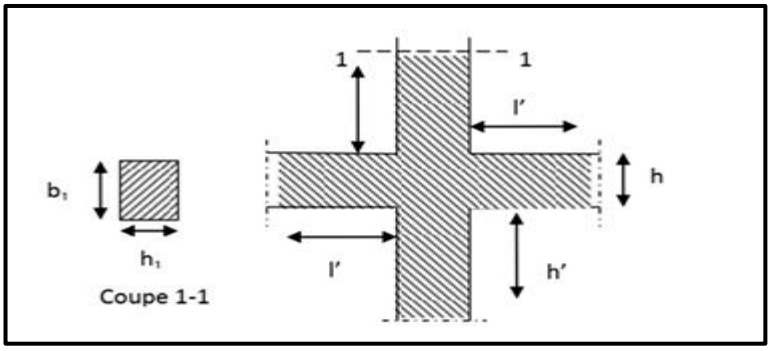


Figure V.5: La zone nodale.

Recouvrement :

Longueur de la zone nodale :

La zone nodale est définie par l'et h'.

l'=2h

h'= max (h_e/6 ;b_1 ;h_1 ;60cm)

h'= max (310/6 ; 30 ; 40; 60) cm

h'= 60 cm

h_e : la hauteur de l'étage.

(h_1 ; b_1) : Dimensions de la section transversale du poteau.

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau V.11: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm²)	Amin(cm²)	Amax(cm²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC ET LES ETAGES COURANT	30×40	9.60	48	72

Selon BAEL :

La section d'acier minimale :

A_{min} = max (4cm de périmètre ; 0,2%. b. h).

Condition de non fragilité :

$A_{min}= \frac{Bf_{t28}}{f_e}$

$A_{min}= \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ b×d$\frac{e_0-0.45d}{e_0-0.185d}$

La section d'acier maximale :

$A_{max}=5\%bh$

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL :

Tableau V.12: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	A_{max} (cm^2)
RDC	30×40	**5.60**	**60**

V.4.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements BAEL91 et RPA99.

Selon le BAEL91 :

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$

Selon le RPA99 (art7.4.2.2) [1]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchent, il est pris égal à :

ρ_a=2.5……..si $\lambda_g \geq 5$

ρ_a=3.75……..si $\lambda_g < 5$

λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.17}{0.3} = 7.23$

Donc :

ρ_a=2.5

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée **en zone IIa** comme suit :

En zone nodale :$S_t \leq \min(10\emptyset_1 ; 15\text{ cm})$

$S_t \leq \min(10(2) ; 15\text{ cm}) = \min(10 \times 2 ; 15\text{ cm}) = 15\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset_1$

$S_t \leq 15\emptyset_1 ; S_t \leq 15(2) ; S_t \leq 30\text{cm}$

S_t=15cm

Φ1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V.13: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm^2)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_{umax} (kN)	Zone	St (cm)	A_{calt} (cm^2)	Choix	A_t (cm^2)
Rdc et les étage courant	30×40	2.14	7.23	2.5	22.68	N	10	0.35	2T8	1.01
						C	15	0.52		

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$\emptyset_t \geq \frac{1}{3}\emptyset_t^{max}$ $8 \geq \frac{16}{3} = 5.33 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

V.4.3 Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$

T_u: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u: Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_u}$**:** Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}u$ doit être limité eaux valeurs suivantes :

- **Selon BAEL99 [2] :**

  $\overline{\tau_{ad}}$= min (0.15 f_{c28} ,4 Mpa) = 3.75Mpa

- **Selon RPA99 v 2003 [1] :**

  $\bar{\tau} = \rho_b . f_{c28}$

ρ_b=0.075 si $\lambda_g \geq 5$

ρ_b=0.04 si $\lambda_g < 5$

Avec :

λ: L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm^2)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC ET LES ETAGES COURANT	30×40	**2.14**	**7.23**	**0.075**	**37**	**22.68**	**0.20**	**3.75**	**cv**

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.1)[1] est de 40 Φl en zone IIa.

L_r = Φl x 40

Φl = 16 mm

Lr = 1.6× 40 = 64cm ; alors on adopte : L_r =70 cm.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de 3.10m et un effort normal égal 627,44KN.

$\mathbf{N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma s}\right]}$ CBA 93(Article B.8.4.1) [3]

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

λ = max (λ_x ; λ_y)

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.17$m

$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 25.05 < 50$

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.77$

B_r: est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

Br= (h-2) (b-2)= 0.1064 m^2

A= 12.32 cm^2

$\bar{N} = 0.75\left[\frac{0.1064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1232\frac{400}{1.15}\right] = 1799.17$KN

Donc $Nu \ll \bar{N}$ …….. ……..CV

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser},N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$mpa

M_S =14. 56KN.m

Position de l'axe neutre :

$\eta = 15 \qquad A'_{sc} = 0$

$\frac{1}{2} b\, y^2 + \eta \times A's(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$

$15y^2 - 15 \times 22.3 \times (36-y) = 0$

$15y^2 + 334.5y - 12042 = 0$

$\Delta = 980.67$

$y = 22$ cm

Moment d'inertie :

$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d-y)^2$

$I = \frac{30 \times 22^3}{3} + 15 \times 22.3(36-22)^2 = 172042 cm^4$

$\sigma_b = \frac{3.45 \times 10^6 \times 22}{172042 \times 10^4} = 4.41 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$…….CV

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

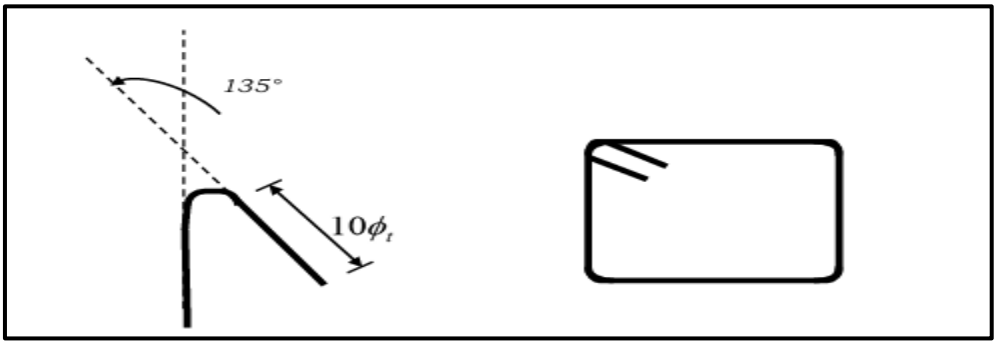


Figure V.6: Schéma de cadres.

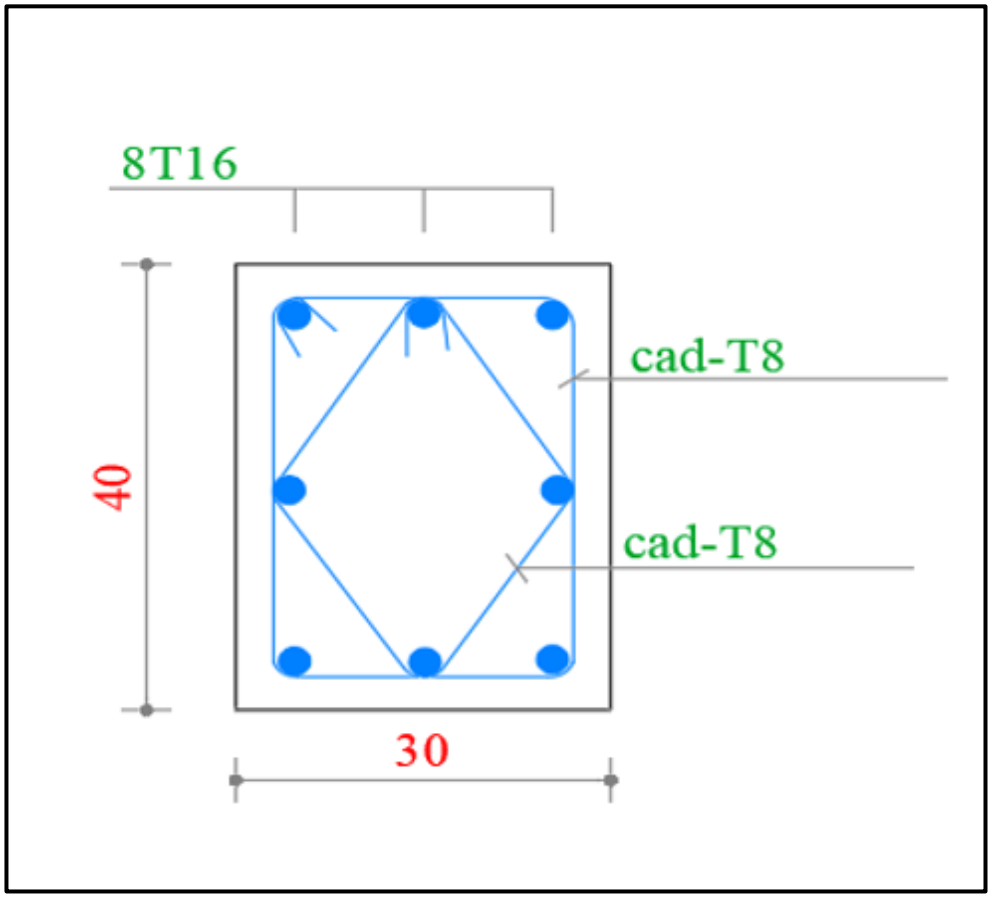


Figure V.7: Schéma de ferraillage des poteaux (30 x 40) cm2.

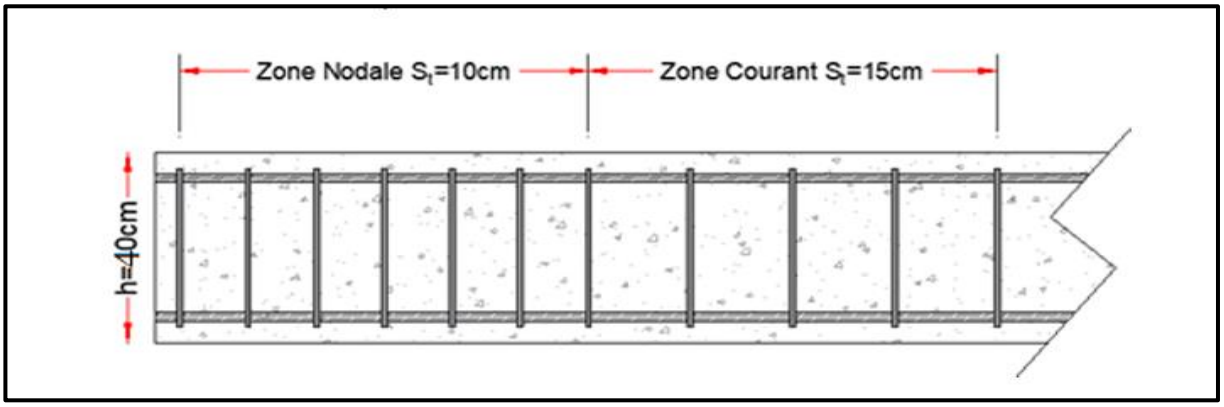


Figure V.8: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.4.Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section

De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux). Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents [1]:

- Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

-Rupture par flexion.

-Rupture en flexion par effort tranchant.

-Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2 Recommandations du RPA99/2003 :

❖ **Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton

$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

Avec :

Lt : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ **Armatures Horizontal :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de10∅

❖ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

❖ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3][1] :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ➢ Globalement dans la section du voile 0.15%
- ➢ En zone courante 0.10% L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est : **St ≤ min (1.5e;30cm)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- ➢ 40∅: Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- ➢ 20∅: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$A_{vj} = \frac{v}{f_e}$ Avec :V=1.4V_u

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous : Selon le BAEL 91[2] :

- 1.35 G+1.5Q (ELU) - G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E - 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles. Ce ferraillage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

V.4.4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT

Voiles		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$ G+Ex, y		V (kn)
		N (KN)	M (KN.m)	
Voile 01(sens Y)	e =0.2m	702.41	-627.35	-139.157
	L=2.00m			
Voile 02 (sens x)	e = 0.2m	518.47	-409.44	-131.87
	L=1.80m			

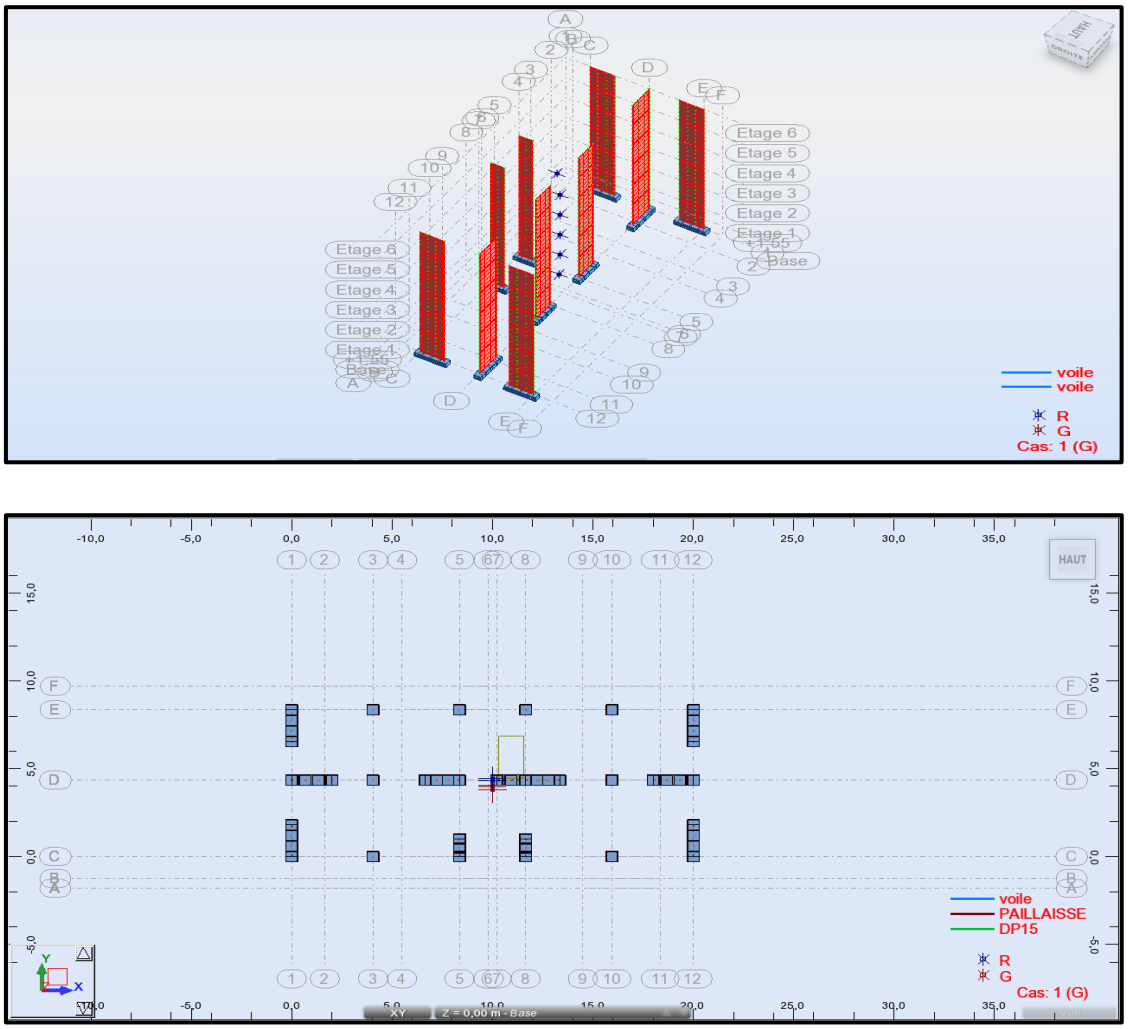


Figure V.9 : Disposition des voiles en plan et en 3D

V.4.5. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$\boldsymbol{\sigma}_{ab}=\frac{N}{s} \pm \frac{M}{I}y$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considérer.

M : moment de flexion agissant sur le refond considérer.

I : moment d'inertie du refond considérer.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

D'après R.PA 99 V 2003, on distingue 3 cas :

- **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA [2] (le ferraillage minimum).

Figure V.10: Section entièrement comprimée.

✓ Si :$_1$ et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare Av par la section minimale :

- ✓ Si : $A_v < A_{min}$ =0.15%×a×L on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v > A_{min}$ on ferraille avec la section minimale A_v

- **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (μ) est égale à (L) l'effort de traction est égal à : $T = (\sigma_a \times \sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

Figure V.11: Section entièrement tendue.

✓ Si :$_1$ et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➢ **Section partiellement comprimée /tendue :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue, en utilisant les triangles semblables :

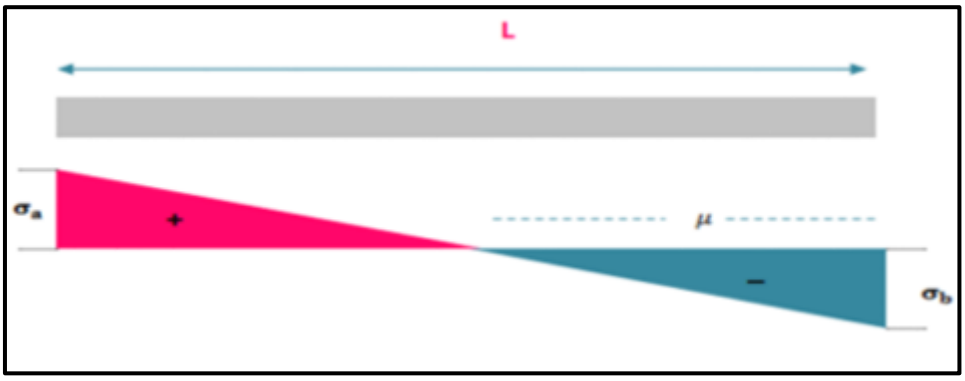


Figure V.12 : Section partiellement comprimée.

$\text{Tan}\alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{L}{\frac{\sigma_a}{\sigma_b}+1}$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\frac{fe}{\gamma_s}}$

V.4.6. Le ferraillage des voiles de sens longitudinales :

(L= 2.00m ; H = 3.10 m ; e = 0.20 m)

On utilise ra la méthode des contraintes :

Voile sur le sens Y :

Remarque :

Pour des raisons pratiques, nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles dans le sens Y et pour tous les niveaux.

N = 702.41 KN ; M = −627.35 KN.m ; T = −139.157 KN

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2\times2^3}{12} = 0.133m^4$

$S = b\times h \Rightarrow S = 2\times0.20 \Rightarrow S = 0.4\ m^2$

$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{2}{2} \Rightarrow y = 1\ m$

V.4.6.1. Le ferraillage vertical :

$\sigma_1 = \frac{N}{s} + \frac{M\times Y}{I} = \frac{702.41}{0.4} + \frac{627.35\times1}{0.133}$

$\sigma_1 = 6472.94\ KN/m^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{s} - \frac{M\times Y}{I} = \frac{702.41}{0.4} - \frac{627.35\times1}{0.133}$

$\sigma_2 = -2960.89\ KN/m^2$

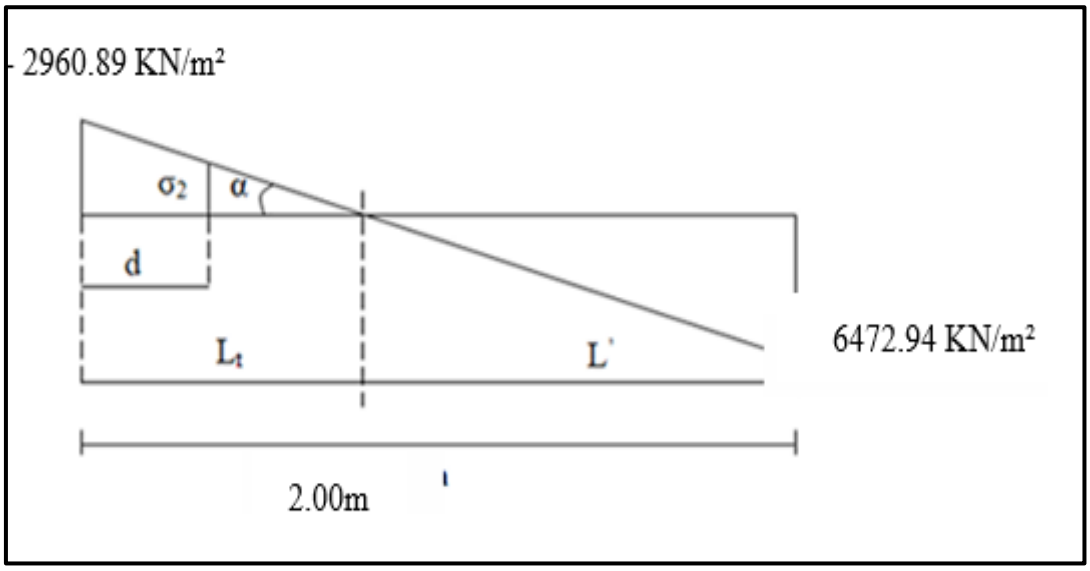


Figure V.13: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinales).

Calcul de L':

$L_t = L\ (\frac{\sigma2}{\sigma1+\sigma2}) = 2\times(\frac{2960.89}{6472.94+2960.89}) = 0.63m$

$L' = L - L_t = 2.00 - 0.63 = 1.37\ m$

$d \leq \min(he/2\ ;\ (2/3)\times L')$

$d \leq \min(3.10/2, (2/3)\times1.37) = 0.913m$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma2\ ' = 0$ (d = Lt)

Alors:

$I' = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2\times0.63^3}{12} = 4.167\times10^{-3}m^4$

$S' = b\times h \Rightarrow S = 0.63\times0.20 \Rightarrow S' = 0.126m^2$

$Y' = \frac{L}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315m$

Donc :

$N_1 = (S'/2)\times(\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N_1 = 186.54\ KN$

$M_1 = (I'/2y')\times(\sigma'_2 - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -19.58KN.m$

$e_0 = \frac{M1}{N1} = \frac{-19.58}{186.54} = -0.100m$ < d/6 et N est un effort de traction ⇒ S.E.T (section entièrement tendue).

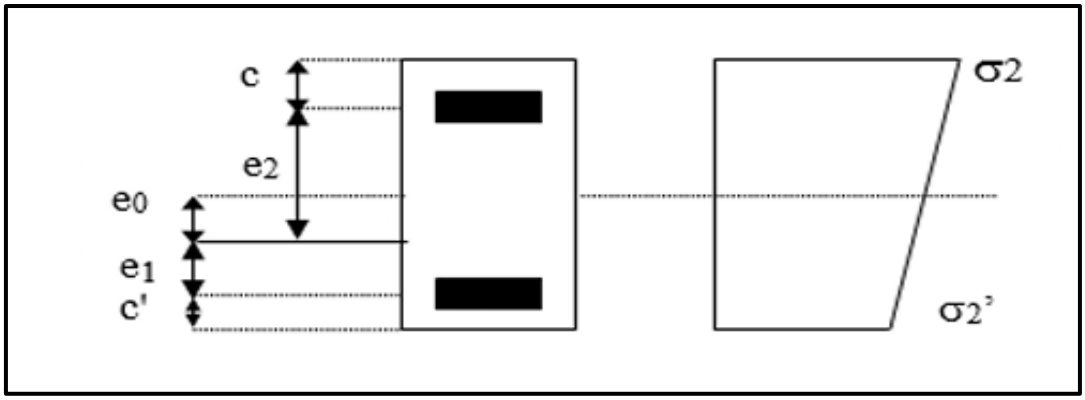


Figure V.14 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : c = 5cm ; c'= 10 cm

$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.5065m$

$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.2565m$

$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e1+e2) \times fe} = \frac{702.41 \times 256.5 \times 10^3}{(506.5+256.5) \times 400} = 590.33\ mm^2$

$A_s = 5.9\ cm^2$

$A'_s = \frac{N_1 \times e_1}{(e1+e2) \times fe} = \frac{702.41 \times 506.5 \times 10^3}{(506.5+256.5) \times 400} = 1165.7 mm^2$

$A'_s = 11.68\ cm^2$

$A_s = As + As' = \frac{N_1}{f_e} = 17.56 cm^2$

As/ml/face = 17.56/ (2×0.63) = 13.94 cm^2

❖ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1)[1] :

A_{RPA}=0.20%× e × L_t [4]

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

A_{RPA}=0.20%×20×0.63= 2.52cm^2

A_{RPA}/ml/face= 2.52 / (2×0.63) = 2 cm^2

❖ **Le pourcentage minimal :**

A_{min}=0.15%×e× l =0.15%×20×200= 6cm^2

A_{min}/ml/face= 6 / (2×2.85) = 1.05 cm^2

Donc :

A_s = max (A_s ,A_{min} ,A_{RPA})= 13.94 cm^2

Le ferraillage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

A_S= 2×13.94×(2/2) = 27.88 cm^2

Acier de couture : [4]

$A_{vj} = 1.1\frac{v}{fe}$; $\bar{V}$= 1.4×V

$\bar{V}$ = 1.4×139.15 = 194.81 KN

$A_{vj} = 1.1 \times \frac{194.81 \times 10^3}{400} = 5.36 cm^2$

$A_{vj} = 5.36 \times \frac{Lt}{L} = 1.69 cm^2$

$A_s = 27.88 + 1.86 = 29.84\ cm^2$

L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$
Soit : $S_t \leq 30$ cm
On adopte : $S_t = 20$ cm
En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10$ cm

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : L /10 ⇒ 200/10= 20 cm
L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est 20/10 = 2
On adopte : 3 barres
2×1.6 = 3.20 cm² ⇒ 20 - 3.20 / 2 = 8.40 cm
Alors : On adopte : 6T14 (As = 9.24 cm²)

En zone courant :

La longueur de zone courant : (L /10)2= 40 cm ⇒ 200-40 = 160 cm
L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est 160/20 = 8
On adopte : 8 barres
8×1.2 =9.6 cm² ⇒ 160 – 9.6 /12 = 12.53 cm
Alors : On adopte : 2×6T12 (As = 13.58 cm²)

- **Les armateurs de répartition :**

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

On adopte : 8Ø8 (As = 4.02 cm²)
Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On adopte les épingles : Ø8

V.4.6.2. Le ferraillage horizontal :

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99)[1].
Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau_u}$
La contrainte de cisaillement est :
$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d}$ Avec :
T : l'effort tranchant à la base du voile.
b: épaisseur de voile.
d: hauteur utile.
h:hauteur totale de la section brute.
$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 139.15 \times 10^3}{200 \times 9130} = 0.107 Mpa$

La contrainte limite est :

$\overline{\tau_u}$ = 0.2 fc28 = 5 MPa

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ 0.107MPa <5 MPa ……vérifiée

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section At des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e}$$

K =0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 fc28$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 fc28$

➢ **L'espacement :**

En zone courante : St ≤ min (1.5e, 30)

On adopte : St = 25 cm

$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow At = \frac{200 \times 0.107 \times 250}{0.8 \times 400}$

A_t = 0.17 cm²

A_{tmin} (RPA) =0.15%×e× 200 = 6 cm²

On adopte : 8T10 = 6.28 cm²

V.4.6.3. Schéma de Ferraillage :

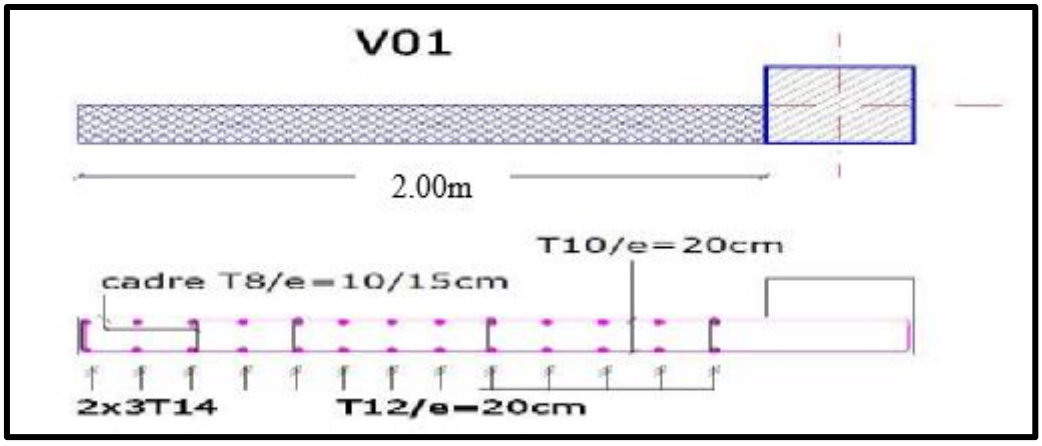


Figure V.15: Schéma de ferraillage de Voile longitudinales(sens yy).

V.4.7. Le ferraillage des voiles de sens transversal :

(L= 1.80m ; H = 3.10 m ; e = 0.20 m)

On utilise ra la méthode des contraintes :

Voile sur le sens x :

Remarque :

Pour des raisons pratiques, nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles dans le sens X et pour tous les niveaux.

N = 518.47 KN ; M = −409.44 KN.m ; T = −131.87 KN

$I=\frac{bh^3}{12}=\frac{0.2\times1.8^3}{12}=0.1m^4$

S = b×h ⇒ S = 1.8×0.20⇒ S = 0.36 m²

$y=\frac{L}{2}\Rightarrow y=\frac{1.8}{2}\Rightarrow$ y = 0.9 m

V.4.7.1. Le ferraillage vertical :

$\sigma_1=\frac{N}{s}+\frac{M\times Y}{I}=\frac{518.47}{0.36}+\frac{409.44\times0.9}{0.1}$

σ_1= 5125.15 KN/m²

$\sigma_2=\frac{N}{s}-\frac{M\times Y}{I}=\frac{518.47}{0.36}-\frac{409.44\times0.9}{0.1}$

σ_2= − 2244.76 KN/m²

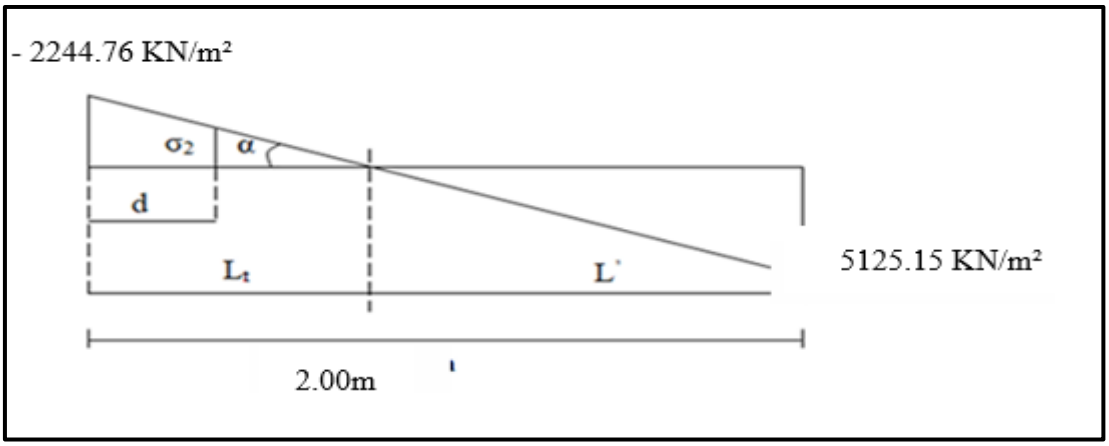


Figure V.16: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L':

$L_t = L\left(\frac{\sigma2}{\sigma1+\sigma2}\right) = 2\times\left(\frac{2244.76}{5125.15+2244.76}\right) = 0.60m$

L'= L − L_t = 1.2 m

$d \leq \min(he/2;\ (2/3)\times L')$

d ≤ min (3.10/2, (2/3) ×1.2) = 0.8m

d > L_t donc d dans la zone comprimée alors σ_2 ' = 0 (d = L_t)

Alors:

$I'=\frac{bh^3}{12}=\frac{0.2\times0.60^3}{12}=3.6\times10^{-3}m^4$

S' = b×h⇒S = 0.60 ×0.20⇒ S' = 0.12m²

Y'= $\frac{L}{2} = \frac{0.60}{2}$ = 0.3m

Donc :

N_1= (S'/2) × ($\sigma_2 + \sigma'_2$) ⇒ $N_1 = -134.68$ KN

M_1=(I'/2y') ×($\sigma'_2 - \sigma_2$) ⇒ M_1= 13. 46KN.m

$e_0 = \frac{M1}{N1} = \frac{13.46}{-134.68} = -0.10$m < d/6 et N est un effort de traction ⇒ S.E.T (section entièrement tendue).

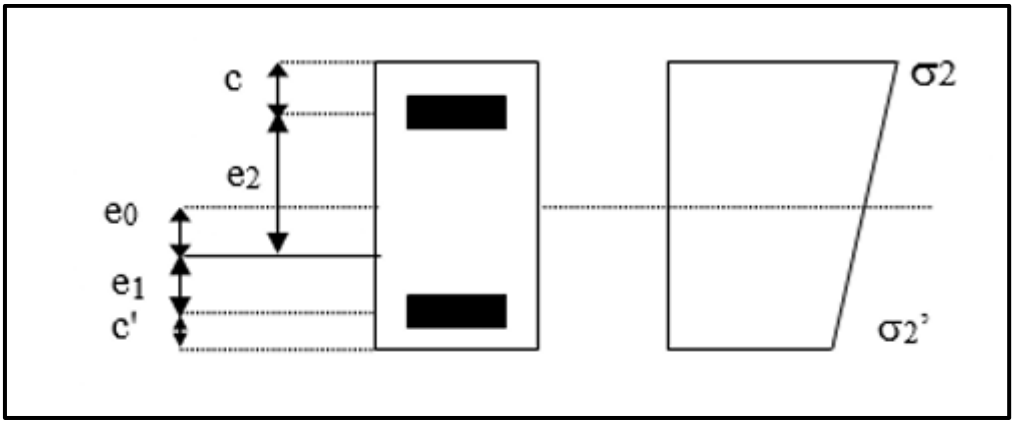


Figure V.17: Schéma de disposition des excentricités.

Soit : c = 5cm ; c'= 10 cm

$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c$ = 0.250m

$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c'$ = 0.200m

$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e1+e2)\times fe} = \frac{200\times 518.47\times 10^3}{(250+200)\times 400} = 576.07\ mm^2$

A_s= 5.76cm²

$A'_s = \frac{N_1 \times e_1}{(e1+e2)\times fe} = \frac{250\times 518.47\times 10^3}{(250+200)\times 400} = 720.09 mm^2$

A_s=7.20 cm²

$A_s = As + As' = \frac{N_1}{f_e}$= 12.96cm²

As/ml/face = 12.96/(2×0.60) = 10.8 cm²

❖ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) [1]:

A_{RPA}=0.20%× e × L_t [4]

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

A_{RPA}=0.20%×20×0.60= 2.40cm²

A_{RPA}/ml/face= 2.4 / (2×0.60) = 2 cm²

❖ **Le pourcentage minimal :**

A_{min}=0.15%×e× l =0.15%×20×180= 5.4cm²

A_{min}/ml/face= 5.4 / (2×2.85) = 0.94 cm²

Donc :
A_s = max (A_s ,A_{min} ,A_{RPA})= 10.8 cm^2
Le ferraillage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :
A_S= 2×10.8×(1.80/2) = 19.44 cm^2

Acier de couture : [4]

$A_{vj} = 1.1\frac{v}{fe}$; $\bar{V}$= 1.4×V

$\bar{V}$ = 1.4×131.87 = 184.618 KN

$A_{vj} = 1.1\times \frac{184.618\times10^3}{400}$ = 5.07cm^2

$A_{vj} = 5.07\times\frac{Lt}{L}$ =1.52cm^2

A_s = 19.44 + 1.52 = 20.96 cm^2

L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq$ min (1.5e, 30)
Soit : $S_t \leq 30$ cm
On adopte : S_t = 20 cm
En zone d'about : $S_{ta}= S_t/2$= 10 cm

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : L /10 ⇒ 180/10= 18 cm
L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est 18/10 = 1.8
On adopte : 2 barres
1.8×1.6 = 2.88 cm^2 ⇒ 18−2.88 / 2 = 7.56 cm
Alors : On adopte : 6T14 (As = 9.24 cm^2)

En zone courant :

La longueur de zone courant : (L /10)2= 36 cm ⇒ 180−36 = 144 cm
L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est 144/20 = 7.2
On adopte : 8 barres
7.2×1.4 =10.08 cm^2 ⇒ 144 – 10.08 /12 = 11.16 cm
Alors : On adopte : 2×6T12 (As = 13.58 cm^2)

- **Les armateurs de répartition :**

  Ar = $\frac{A_S}{4}$ =3.39 cm^2

On adopte : 8Ø8 (As = 4.02 cm^2)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On adopte les épingles : Ø8

V.4.7.2. Le ferraillage horizontal :

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).
Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La contrainte de cisaillement est :

$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d}$ Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 131.87 \times 10^3}{200 \times 1350} = 0.68$Mpa

La contrainte limite est :

$\overline{\tau_u}$ = 0.2 fc28 = 5 MPa

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ 0.68MPa <5 MPa ……vérifiée

- **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section At des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e}$$

K = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3σcm/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10σtm/fc28 en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$.

- **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq$ min (1.5e, 30)

On adopte : S_t = 25 cm

$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.68 \times 250}{0.8 \times 400}$

A_t = 1.06 cm²

A_{tmin} (RPA) =0.15%×e× 180 = 5.4 cm^2

On adopte : 8T10 = 6.28 cm^2

V.4.7.3. Schéma de Ferraillage :

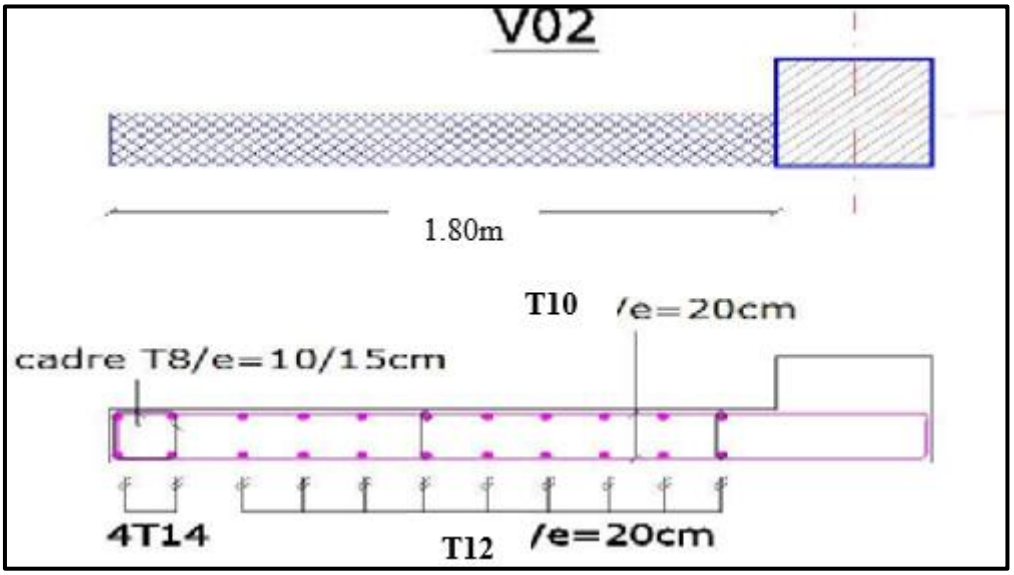


Figure V.18 : Schéma de ferraillage de Voile transversale.

V.5. Conclusion ch 05 :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; ces résultats sont basés sur l'analyse dynamique réalisée par le logiciel ROBOT selon les règlements en vigueurs en Algérie.

CHAPITRES VI :

CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRES VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sou dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2. Les Fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

❖ **Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :**

✓ Des sollicitations dues à la superstructure, qui sont :
-Des forces verticales ascendantes ou descendantes (charges permanentes, surcharges).
-Des forces horizontales (vent, séisme).
-Des moments de flexion ou de torsion.
✓ Des réactions dues au sol qui sont :
-Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
-Des forces obliques (adhérence, remblais, etc…).

❖ **Catégories de fondation :**

✓ Les fondations profondes (sur pieux) : $D/B \geq 10$.
✓ Fondations semi-profonds (les puits).
✓ Les fondations superficielles : $D/B < 4$ (semelles isolées, filantes, radier)

VI.2.1. Les combinaisons :

Selon le RPA99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.
Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- G+Q± E
- 0.8 G±E
- G+Q

VI.2.2. Etude du sol :

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible du sol qui est égal à 1.90 bars.

VI.2.3. Choix de type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.90 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

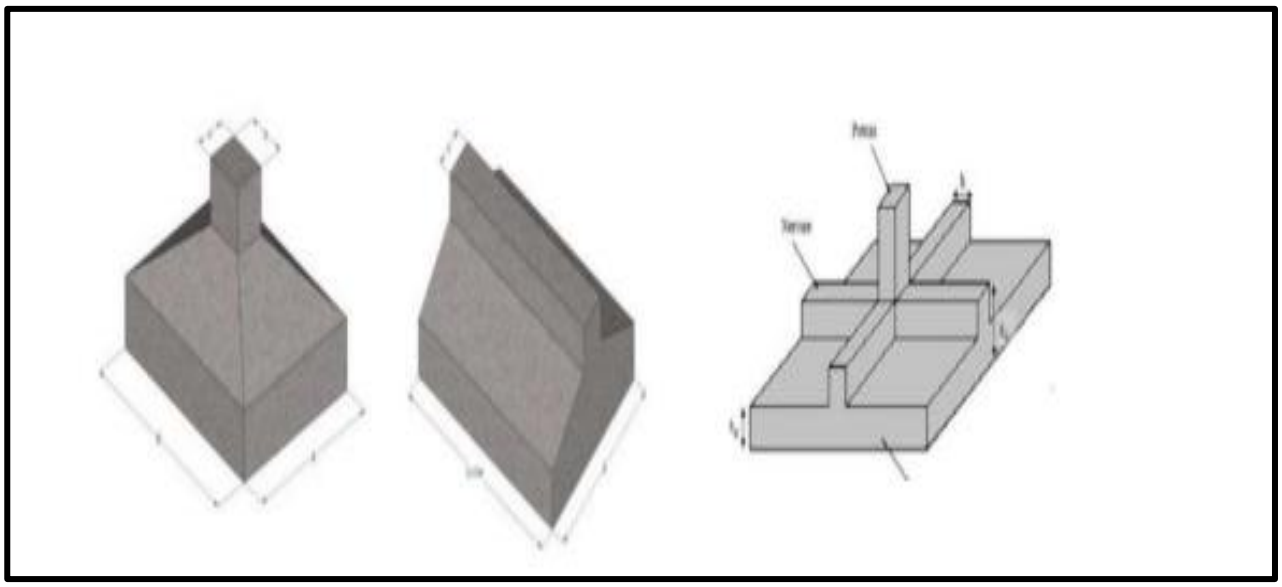


Figure VI.1 : La semelle isolée, Semelle filante, le radier.

VI.2.3.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicité et en doit vérifier que :

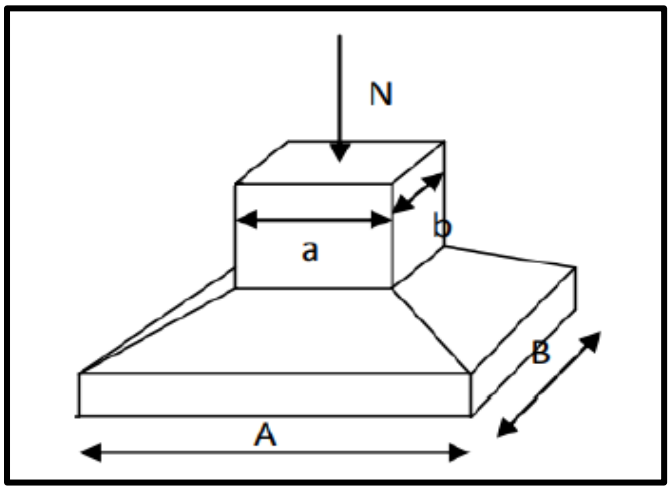


Figure VI.2 : Dimensions de la semelle isolée.

$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ ……..(1)

Avec :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel « ROBOT » (poteau le plus sollicité), N= 909.45KN

S: Surface d'appuis de la semelle, S= A×*B*

S : la section de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{sol}$ =1.90 bars

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition vérifier

$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Avec,

a et b : dimensions du poteau à la base.

A et B: Les dimensions de la semelle isolée.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons :

A) Cas statique A l'ELU :

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort N= 909.45KN

$$\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma ELU}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.4}{0.3} \times \frac{909.45}{190}} = 2.53m}$$

B) Cas statique A l'ELS :

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N= 653.16KN

$$\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma ELU}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.4}{0.3} \times \frac{653.16}{190}} = 2.14m}$$

C) Cas Dynamique A l'ELAcc :

Sous la combinaison G+Q+EX, nous avons un effort N= 643.49KN

$$\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma ELU}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.4}{0.3} \times \frac{643.49}{190}} = 2.13m}$$

On peut considérer que : **A=B**

B=2.53m

Il faut vérifie : $L_{min} > 1.5 \times B$

Tel que L_{min} entraxe minimum entre deux poteaux

On a : 1.5×B =3.8 m ; L_{min}= 3.30 m

La condition : L_{min} >1.5×B …….non vérifie.

✓ **Remarque :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, par conséquent nous adoptons semelles filantes.

VI.2.3.2. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (S_s / S_b< 50%)

Avec :

S_s: La somme des surfaces des semelles.

S_b: La surface total du bâtiment

❖ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.

Poteau	N_{ser}(KN)	M_{ser}(KN.m)	A=B (m)	A×B (m^2)
1	495.54	5.84	1.615	2.608
2	493.89	-1.88	1.612	2.599
3	653.12	3.91	1.854	3.437
4	375.24	-12.79	1.405	1.974
5	381.02	3.95	1.416	2.01
6	495.64	5.78	1.615	2.608
7	495.64	1.88	1.614	2.605
8	653.16	3.89	1.854	3.437
Total				21.28

Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles

Les Voiles	Langueur (m)	N_{ser}(KN.m)	B (m)	B×L (m^2)
468	2.00	102.58	0.735	1.47
471	2.00	105.49	0.745	1.49
474	1.80	257.22	1.164	2.0952
475	1.80	256.55	1.162	2.0916
526	1.80	135.28	0.844	1.5192
527	1.80	90.78	0.691	1.2438
528	1.80	134.62	0.842	1.5156
529	1.80	91.52	0.694	1.2492
472	1.00	216.67	1.068	1.068
473	1.00	217.24	1.069	1.069
Total				14.82

- La somme des surfaces des semelles est : S = 21.28+14.82=36.10 m^2
- La surface totale du bâtiment est : S'= L_x× L_y = 20.30×8.75= 177.625 m^2

$\frac{36.10}{177.625} \times 100 = 20.31\% < 50\ \%$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VI.2.4. Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau :

Tableau VI.3 : Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	**Moment (KN.m)**	**Effort normal (KN)**	**Moment (KN.m)**
1	185.66	-4.23	135.28	-3.08
2	141.31	-1.52	102.58	2.21
3	686.63	7.94	495.54	5.84
4	682.55	2.57	493.89	1.87
5	125.72	3.26	90.78	2.32
6	909.40	5.84	653.12	3.91
7	521.36	-17.67	375.24	-12.79
8	355.70	-0.87	257.22	-0.64
9	301.33	13.52	216.67	9.61
10	529.37	5.33	381.02	3.95
11	354.76	-0.94	256.55	-0.69
12	302.13	13.57	217.24	9.64
13	686.76	7.88	495.64	5.78
14	684.31	2.58	495.15	1.88
15	909.45	5.82	653.16	3.89
16	184.74	-4.23	134.62	-3.08
17	145.33	3.01	105.49	2.19
18	126.74	3.33	91.52	2.37

VI.2.4.1. Le Prédimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale : Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

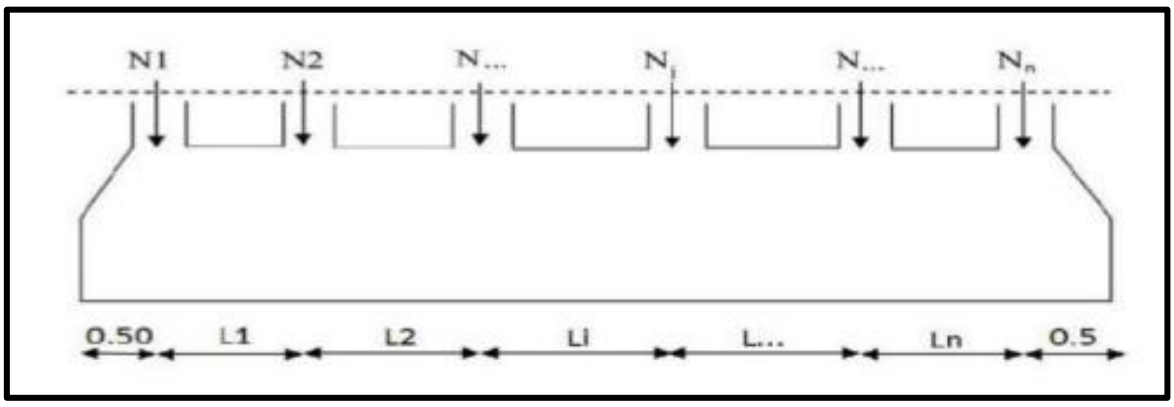


Figure VI.3: Schéma de la semelle filante.

❖ **Calcul de la largeur de la semelle :**

$N_s=\sum N_i = 5650.71$ KN

$M_S=\sum N_i \times e_i + \sum M_i$

$\sum N_i \times e_i$=102.58×(-12)+493.89×(-8.10)+257.22×(-5.66)+256.55×(-1.62)+495.64×(1.62) +495.15×(5.66) + 653.16×(8.10) + 105.49×(12) = 30.59KN.m

$\sum M_i$= 35.18KN.m

Donc :

M_s = 30.59+ 35.18 = 65.77 KN.m

$e_0=\frac{M_s}{N_s}$ $e_0=\frac{65.77}{5650.71}$ e_0=0.011m

$\sigma = \frac{N_s}{L\times B}(1+\frac{3\times e_0}{L\times \overline{\sigma_{SOL}}})$ → $B > \frac{N_s}{L\times \overline{\sigma_{sol}}}(1+\frac{3\times e_0}{L})$ → $B> \frac{5650.71}{21.28\times 190}(1+\frac{3\times 0.011}{21.28})$ → $B \geq 1.39$m

On prend : B=1.40 m

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \rightarrow \frac{20}{1.40}$ = 14.28 >5 ……..Cv

❖ **Calcul La hauteur de la semelle :**

Semelle rigide ⇒ $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$

$\frac{1.40-0.30}{4}$ = 0.275 ≤ d ≤ 1.40-0.30 = 1.1…….cv

On prend : d = 0.35 m

Donc :

h= d+5 cm ⇒ h = 40 cm

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à ($\frac{1}{9}$ à $\frac{1}{6}$) de la travée maximale :

$\frac{L_{max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{6}$ → $\frac{4.30}{9} \leq h_p \leq \frac{4.30}{6}$ → 0.47m ≤ h_p ≤ 0.71 m

On prend : h_p= 70cm ; b_p= 40 cm

✓ **Conclusion :** Les dimensions de notre fondation sont

La semelle :

B = 1.40 m ; L = 20 m

h = 0.40 m ; d = 0.35 m

La poutre de redressement :

h_p= 70cm ; b_p= 40 cm

VI.2.4.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculer le ferraillage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de la semelle (rigide ou flexible) $\rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4\times E\times 1}{k\times b}}$

K : Coefficient de raideur du sol : K = 30000 KN /cm3.

E : Module d'élasticité du béton E = 32164.19 MPa.

b : Largeur de la semelle.

I : inertie. I = $\frac{b\times h^3}{12} = \frac{1.4\times 0.4^3}{12}$ = 0.0075 m

Alors : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4\times 32164.19\times 0.0075}{3\times 1.4}}$ = 3.89

L_{max} = 4.30 m $\leq \frac{\pi}{2} L_e$ = 6.11 m …….. Condition vérifiée

Donc la semelle est rigide.

Le calcul de ferraillage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u) obtenus suivant :

- **Calcul des contraintes :**

$N_u = \sum N_i$= 7833.25 KN

$M_u = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$

$\sum N_i \times e_i$=141.31×(-12)+682.55×(-8.10)+355.70×(-5.66)+354.76×(-1.62) +686.76×(1.62)+554.77×(5.62) + 684.31×(5.66) + 909.45×(8.10) +145.33×(12)= 42.83 KN.m

$\sum M_i$= 45.19 KN.m

Donc :

M_t = 42.83 + 45.19= 88.02 KN.m

$\sigma_1 = \frac{N_t}{L\times B} + \frac{6\times M_t}{B\times L^2} \rightarrow \frac{7833.25}{20\times 1.40} + \frac{6\times 88.02}{20^2\times 1.40} \rightarrow \sigma_1$=280.70 KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_t}{L\times B} - \frac{6\times M_t}{B\times L^2} \rightarrow \frac{7833.25}{20\times 1.40} - \frac{6\times 88.02}{20^2\times 1.40} \rightarrow \sigma_2$=278.81 KN/m²

Alors :

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ =280.22KN/m² $\leq 1.5\sigma_{sol} = 300 KN/m^2$ ……cv

VI.2.4.2.1. Ferraillage de la semelle :

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

- **Calcul des armatures principales :**

$A_{s/B} = \frac{N_{u\,(B-b)}}{8d\sigma_{st}}$

$N_u = N_T + P$

$N_1 = \sum N_i / L$

L : longueur totale de la semelle

N_1=282.53 KN/ml

P = Poids des terres + Poids des semelles Poids propre de la semelle :

P_S= 1.4×0.4×20× 25= 280 KN

P_{POUT}= 0.4×0.3×20× 25= 60 KN

Poids des terres : (0.4×0.6×20×20) ×2 = 192 KN

Donc :

P = 532 KN

N_u = 282.53+532 = 814.53 KN

$A_{s/B}=\frac{N_{u\,(B-b)}}{8d\sigma_{st}}=\frac{814.53\times10^3(1400-400)}{8\times350\times348}$ = 8.35 cm²

On adopte : 8T12 = 9.05 cm²

Les armatures de répartition :

$A_r=\frac{A_s}{4}=\frac{9.05}{4}$ → A_r= 2.26 cm²

- ✓ D'après le BAEL91 [2]pour fe400 : As $_{min}$ = 2 cm²

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement S_t =15 cm

VI.2.4.2.2. Ferraillage de la poutre de rigidité :

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée.

Pour déterminée le ferraillage de la poutre de rigidité ont utilisé la méthode de forfaitaire.

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT

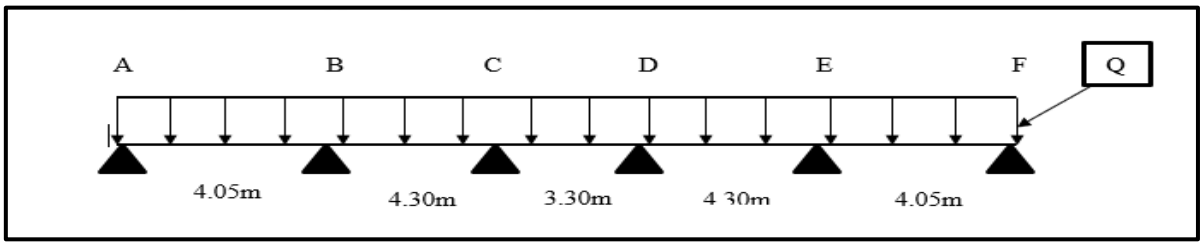


Figure VI.4 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Le calcul du ferraillage se fait comme étant une poutre en T renvers

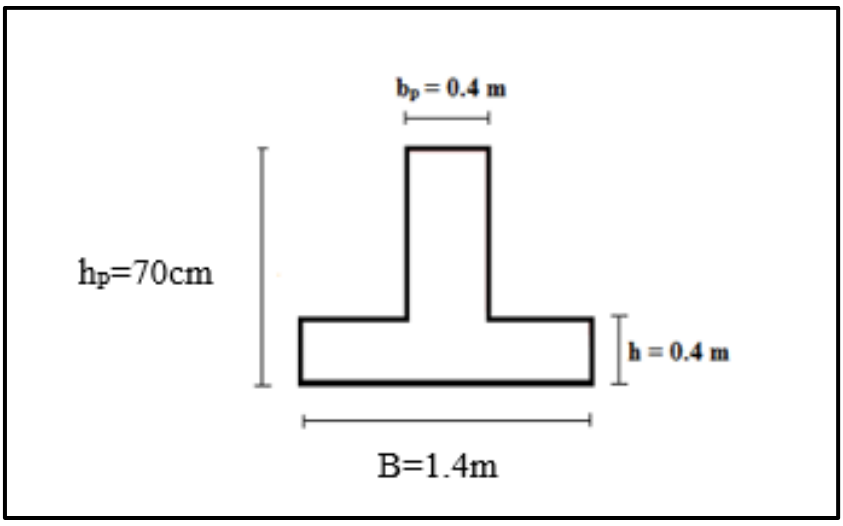


Figure VI.5: Coupe de la semelle filante.

B= 1.4 m ; b_p = 0.4 m ; h_p = 0.70 m ; h = 0.4m ; d = 0.9×h= 0.63 m

On prend le moment max pour travée et l'appui :

En travée : Mt = 1025.10 KN.m

$M_u = M_{max}$

En appui : $M_a = -1243.45$ KN.m

Tu = Tmax = 2114.65 KN

a) En travée :

Moment qui équilibre la table :

$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ Avec : $\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16$ Mpa

$M_{tu} = 14.16 \times 1400 \times 400 \times \left(630 - \frac{400}{2}\right)$

M_{tu} = 3409.73× 10^6 N.mm

$M_t^{max} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = 1025.10 < M_{tu}$ = 3409.73× 10^6 KN.m

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur B= 1.4 m et de hauteur h= 0.4 m.

$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{1025.10 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 630^2} \rightarrow \mu = 0.46$

$\mu = 0.46 < \mu_{lim}$=0.392

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$ → $\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.46}\right) \rightarrow \alpha = 0.89$

Z= d (1−0.4α) → Z = 63 (1-0.4× 0.89) → Z = 40.57 cm

$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{1025.10 \times 10^6}{348 \times 405.7}$

Donc : A_u = 7.26 cm²

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$, f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1MPa

$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 630 \times \frac{2.1}{400}$ = 3.04cm² → $A_{min} \geq$ 3.04cm²

Donc : As = max (A_u ; Amin) ⇒ As = max (7.26; 3.04)

Alors : A_s = 7.37 cm²

On adopte : 6T14 = 9.24 cm²

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre (h = 0.70m), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 2T12

❖ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)[2]

$A_{min} < A_{adpt}$

A_{min} = 3.04 cm2 < A_{adapt} = 9.24 cm2 ……. **Condition vérifiée.**

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91[2] :

$\emptyset_t$= min ($\frac{h}{35}$;$\frac{b}{10}$;ØL) → $\emptyset_t$=min($\frac{70}{35}$;$\frac{40}{10}$;1.6)

$\emptyset_t$ = min (2 mm ; 4 mm ; 1.6 mm)
On a adapté : $\emptyset_t$ = 8 mm.

❖ **L'espacement :**

$S_t \leq \frac{L}{10}$ = 27.35 cm
On adopte : S_t = 20 cm

b) En Appui :

$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{1245.4 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 630^2} \rightarrow \mu = 0.55$

μ=0.55< μ_{lim} = 0.392
Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (A' = 0).

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$ → $\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.46}\right) \rightarrow \alpha = 0.89$

Z= d (1− 0.4α) → Z = 63 (1−0.4× 0.89) → Z = 40.35 cm

$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{1035.12 \times 10^6}{348 \times 403.5}$

Donc : A_u = 7.37 cm²

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$ f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1MPa

$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 630 \times \frac{2.1}{400}$=3.04cm² → $A_{min} \geq 3.04 cm^2$

Donc : As = max (A_u; Amin) ⇒ As = max (7.37; 3.04)
Alors : A_s = 7.37 cm²
On adopte : 6T14 = 9.24 cm²

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre (h = 0.70m), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 2T12

❖ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$A_{min} < A_{adpt}$
A_{min}= 3.04 cm2 < A_{adapt} = 9.24 cm² ……. **Condition vérifiée.**

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 [2]:

$\emptyset_t$= min ($\frac{h}{35}$;$\frac{b}{10}$;ØL) → $\emptyset_t$=min ($\frac{70}{35}$;$\frac{40}{10}$;1.6)
$\emptyset_t$ = min (2 mm ; 4 mm ; 1.6 mm)
On a adapté : $\emptyset_t$ = 8 mm.

❖ **L'espacement :**

$S_t \leq \frac{L}{10}$ = 20 cm

On adopte : S_t = 20 cm

VI.2.5. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [2]:**

On doit vérifier que : $\tau_S < \bar{\tau}$ tel que :

$\bar{\tau}$ =min ($\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa) ……(**Fissuration non préjudiciable**)

$\bar{\tau}$ =min (3.33MPa ;5 MPa) → $\bar{\tau}$ =3.33MPa

$\tau_S = \frac{T_{max}}{b \times d}$ → $\tau_S = \frac{238.5 \times 10^3}{400 \times 630}$ = 0.95MPa

τ_S=0.95MPa< $\bar{\tau}$=3.33MPa……Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.6. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL (Article A.5.2.4.2)**[2], il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : **N_u :** charge maximale de à l'ELU.

μ_c**:** Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h: Hauteur de la semelle filante Poteau.

N_{max} = 682.55 KN.

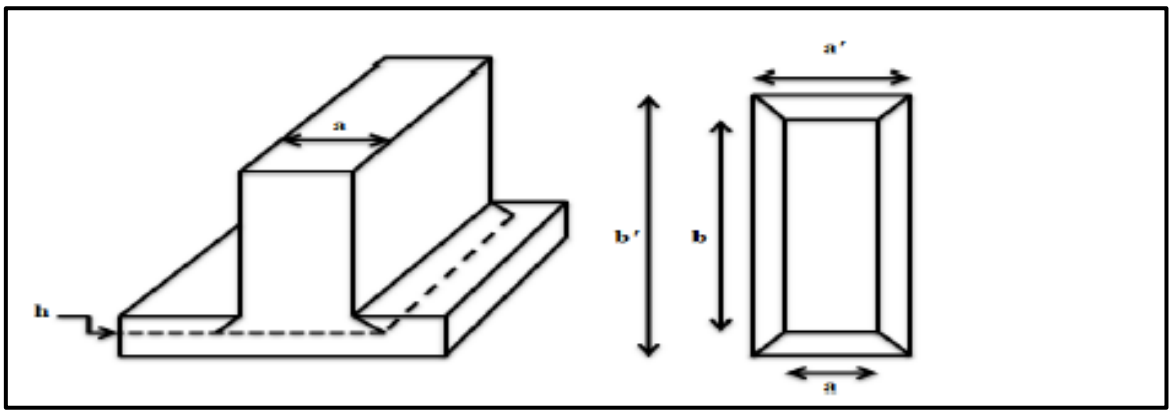


Figure VI.6 : La semelle filante.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

μ_c **=2 × (a′ + b′)**

Avec : a′ = (a + h)

b′ = (b + h)

μ_c =2 × (b + a + 2 × h) → μ_c **=2×(**1.4 + 0.4 + 2 × 0.4)→ μ_c=5.2 m

$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.2 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1560KN$

N_u = 1068.34 KN < 1560 KN …….. Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.2.7. Schéma de ferraillage :

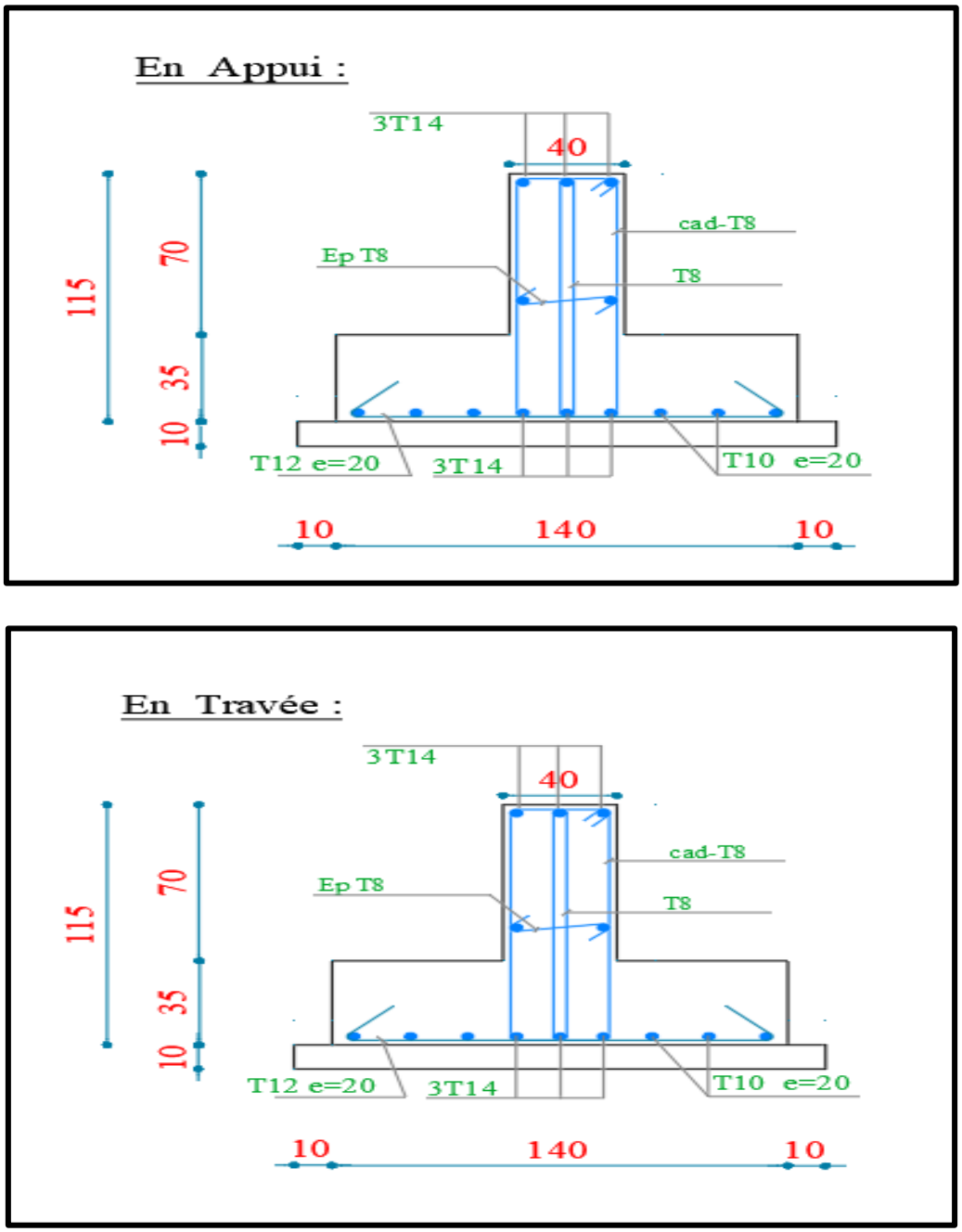


Figure VI.7 : Schéma de ferraillage de semelle filante (en appui et en Travée).

VI.2.8. L'étude des longrines :

D'après (RPA99/2003)[1] ; les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalant tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.2.8. 1.Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm²……..sites de catégorie S2, S3
- (30×30) cm²……..site de catégorie S4

Nous adapterons une section de dimensions suivantes : (25×30) cm²

VI.2.8.2. Ferraillage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Amin = 0.6%×b×h

Amin = 0.006×25×30= 4.5 cm²

On adopte : 6T12 (As=6.79 cm²)

- **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$ / $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1$MPa

$A_{min} \geq 0.23 \times 250 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 81.50$ mm²

$A_{min} \geq 0.815$cm²

$A_{min} < A_{adopte} \rightarrow 0.81 < 6.79$ ……CV

- **L'espacement «e » :**

$S_t \leq$ min (0.9×h ; 40cm) [1] ⇒ $S_t \leq$ min (27 ; 40cm) ⇒ $S_t \leq 27$ cm

On prend : $S_t = 15$ cm

- **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \leq 0.4$ MPa [3]

$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t/fe \Rightarrow At \leq 0.45$ cm²

On adopte : 2T8 (A= 1.01cm²)

VI.2.8.3. Schéma de ferraillage :

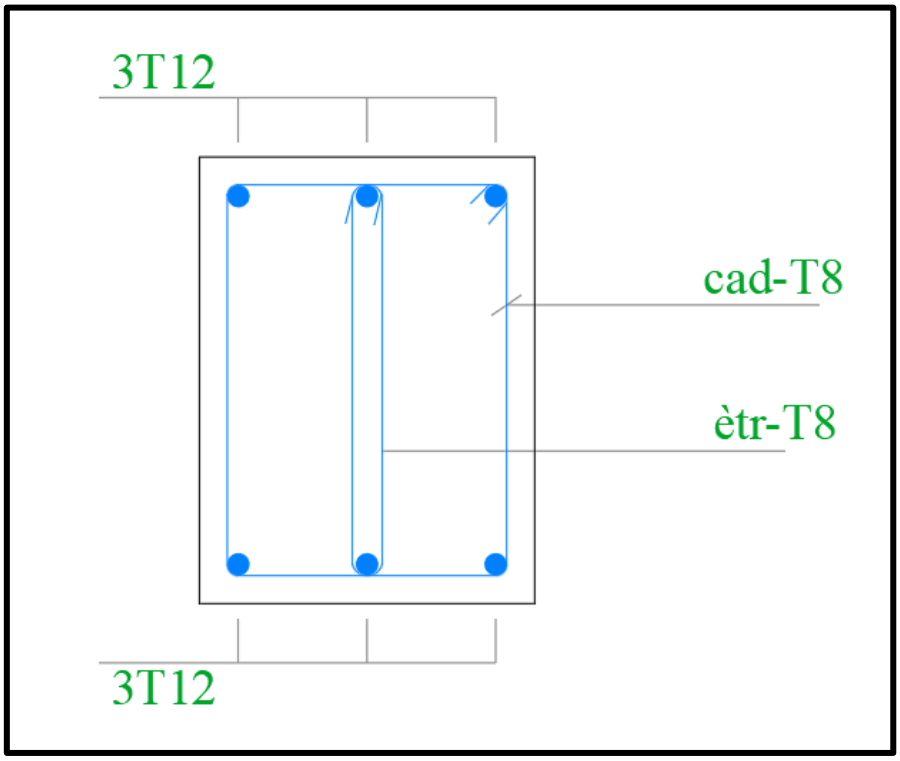


Figure VI.8 : Schéma de ferraillage de La longrine.

VI.3. Conclusion ch 06 :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre les connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, comprendre plusieurs facettes du métier d'un ingénieur et d'utiliser le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2014 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferraillage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nouds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

Règlements :

[1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version, 2003.

[2] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99.

[3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[4] Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2.

Documents :

- Cour de Béton Armé.
- Cour de Résistance Des Matériaux.

Mémoires :

- Boulhissa, Karima et Benkhalef Hassiba. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+6) contevontée par voile . Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila :S.T,G.H 2020-2021.
- - Boucheffa, Aymen et Meraache Aziz. Etude d'une construction « R+6 » à usage d'habitation en béton armé à-MILA. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila:S.T., 2021-2022.
- - Boutouatou, Amani et Daffri, Malak. Etude et simulation tridimensionnelle d'un bâtiment R+6 contreventé par un système mixte à-MILA. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila:S.T., 2022-2023.

Logiciels :

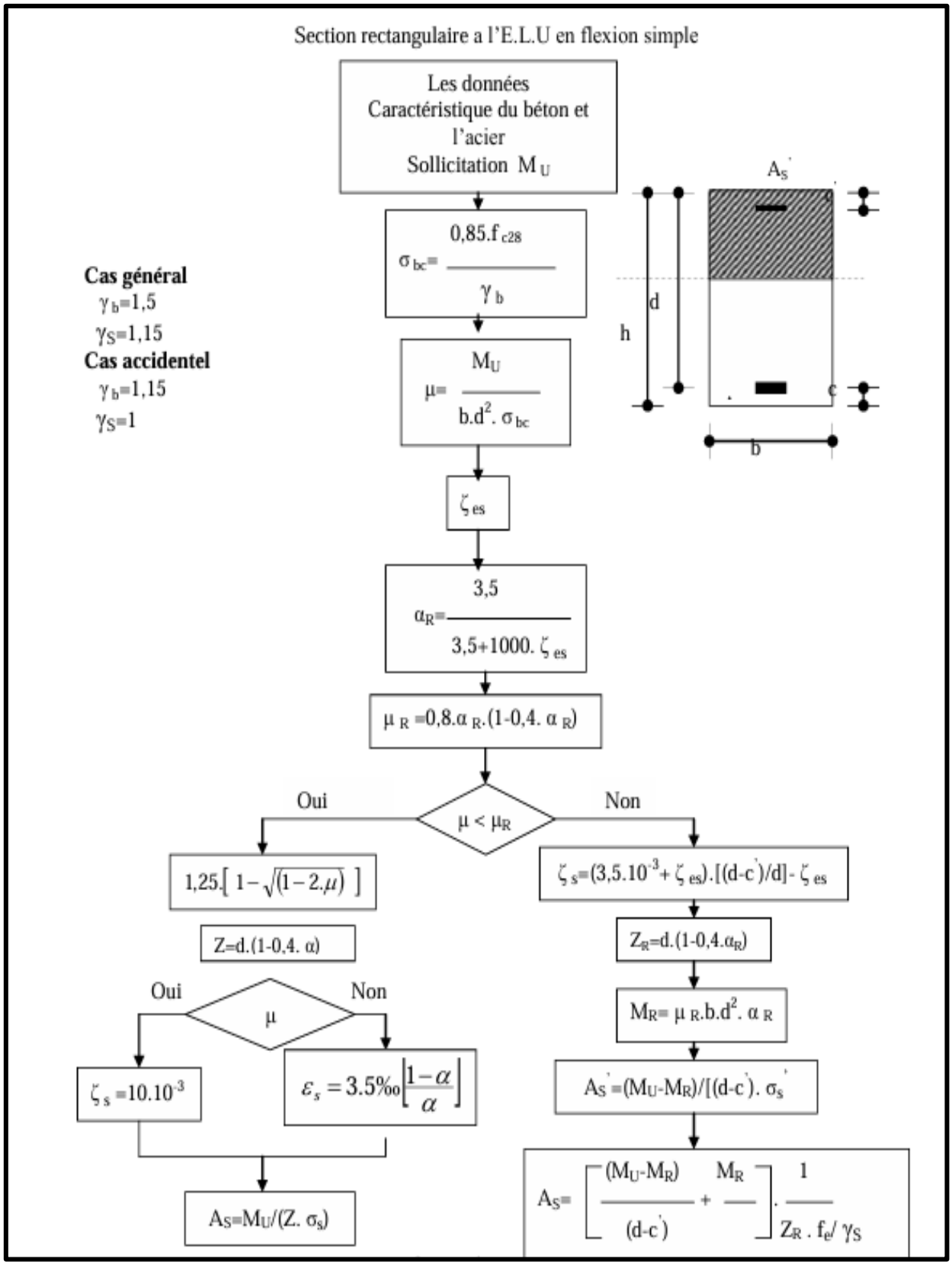
- **AUTODESK :**
- Robot Structural Analysais Professional ……..….. (Analyse des structures).
- AUTOCAD …….…….…… (Dessin).
- **Microsoft Office :**
- EXCEL …….…….…….. (Calcul).
- WORD ……..... (Traitement du texte).

Annexes

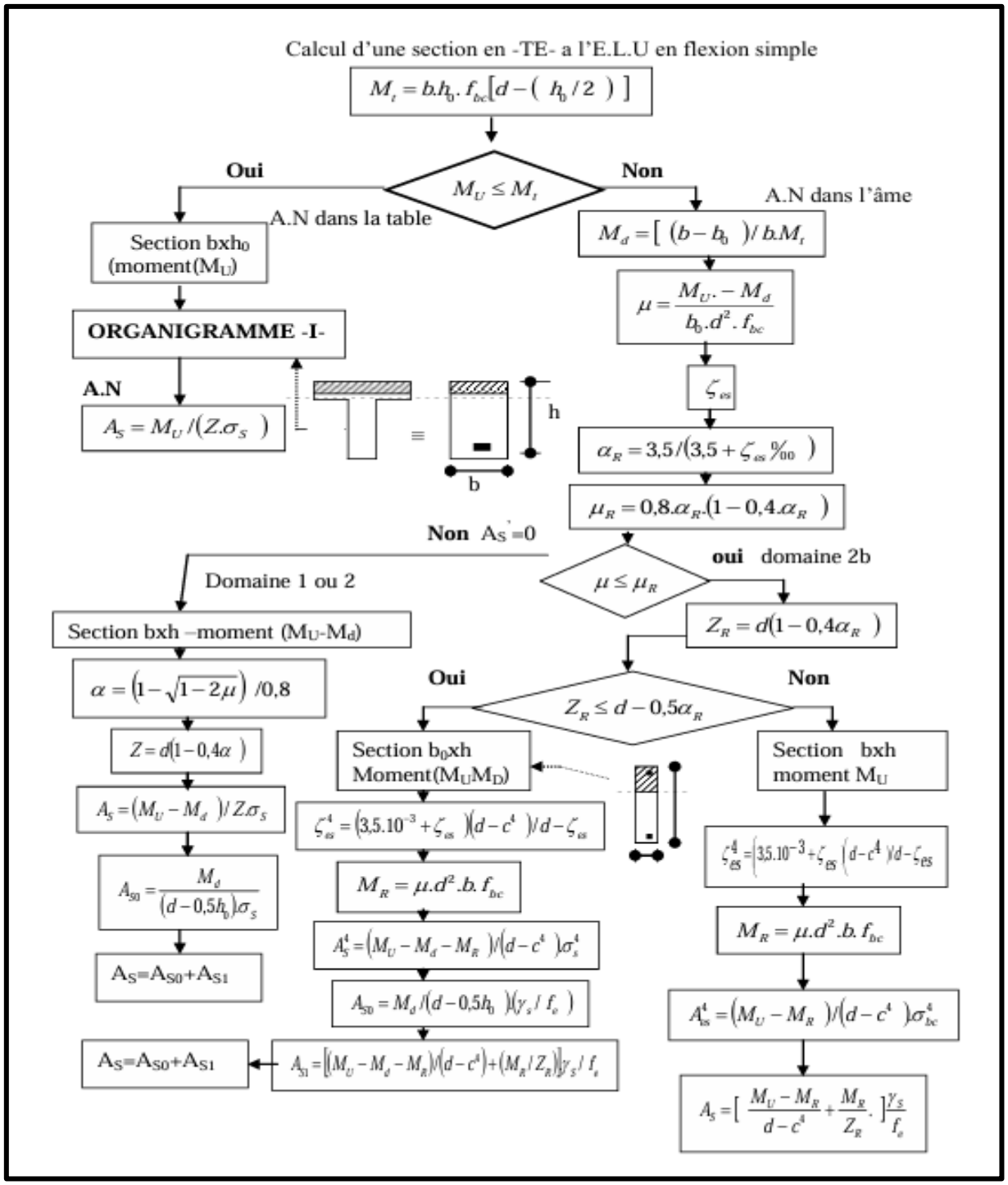
Annexe 1 : Tableau Sections en (cm2) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	154	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	150.8
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	188.5
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	2036	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
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

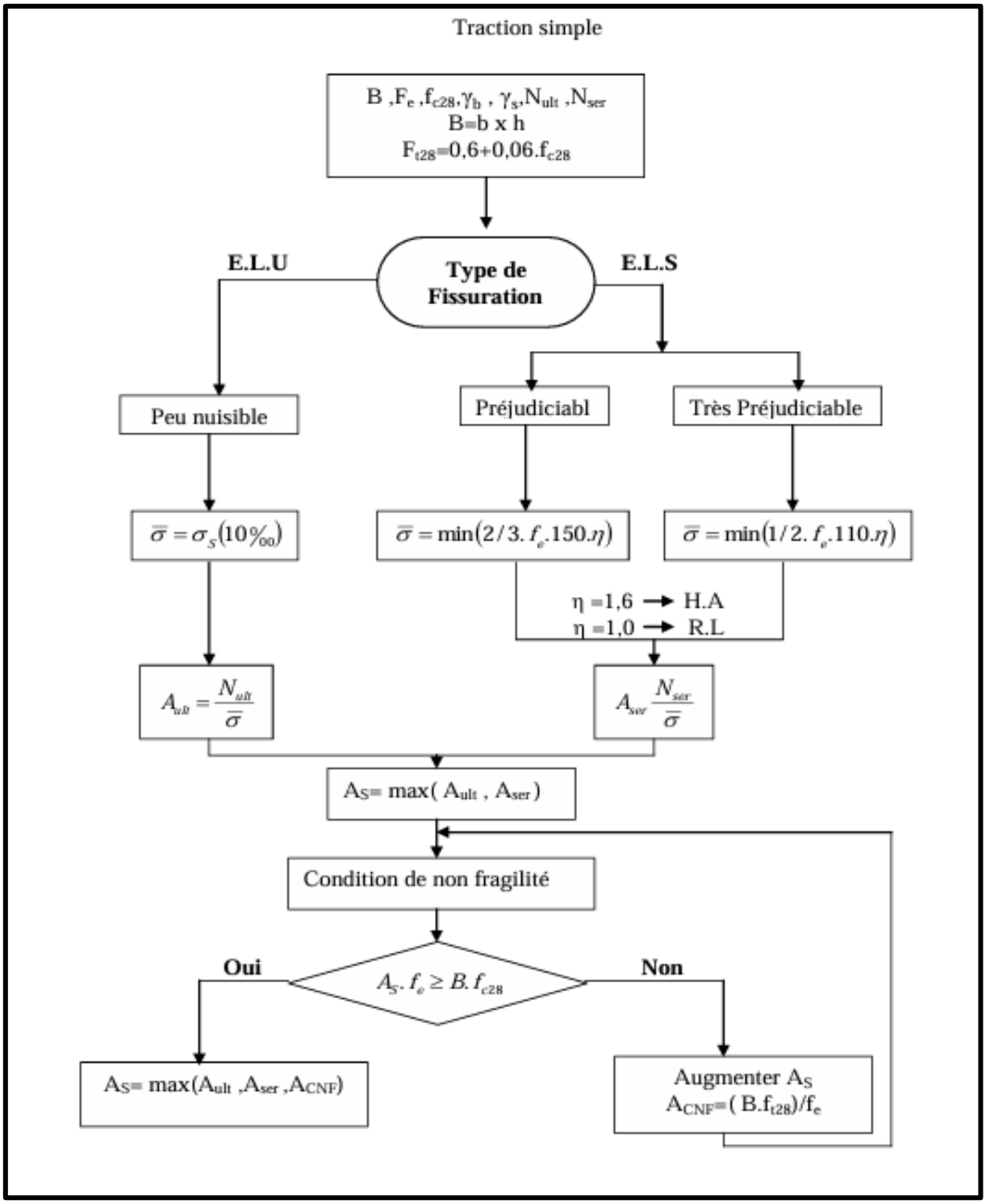
Annexe 2 : Organigramme de calcul Section rectangulaire à l'E.L.U en flexion simple



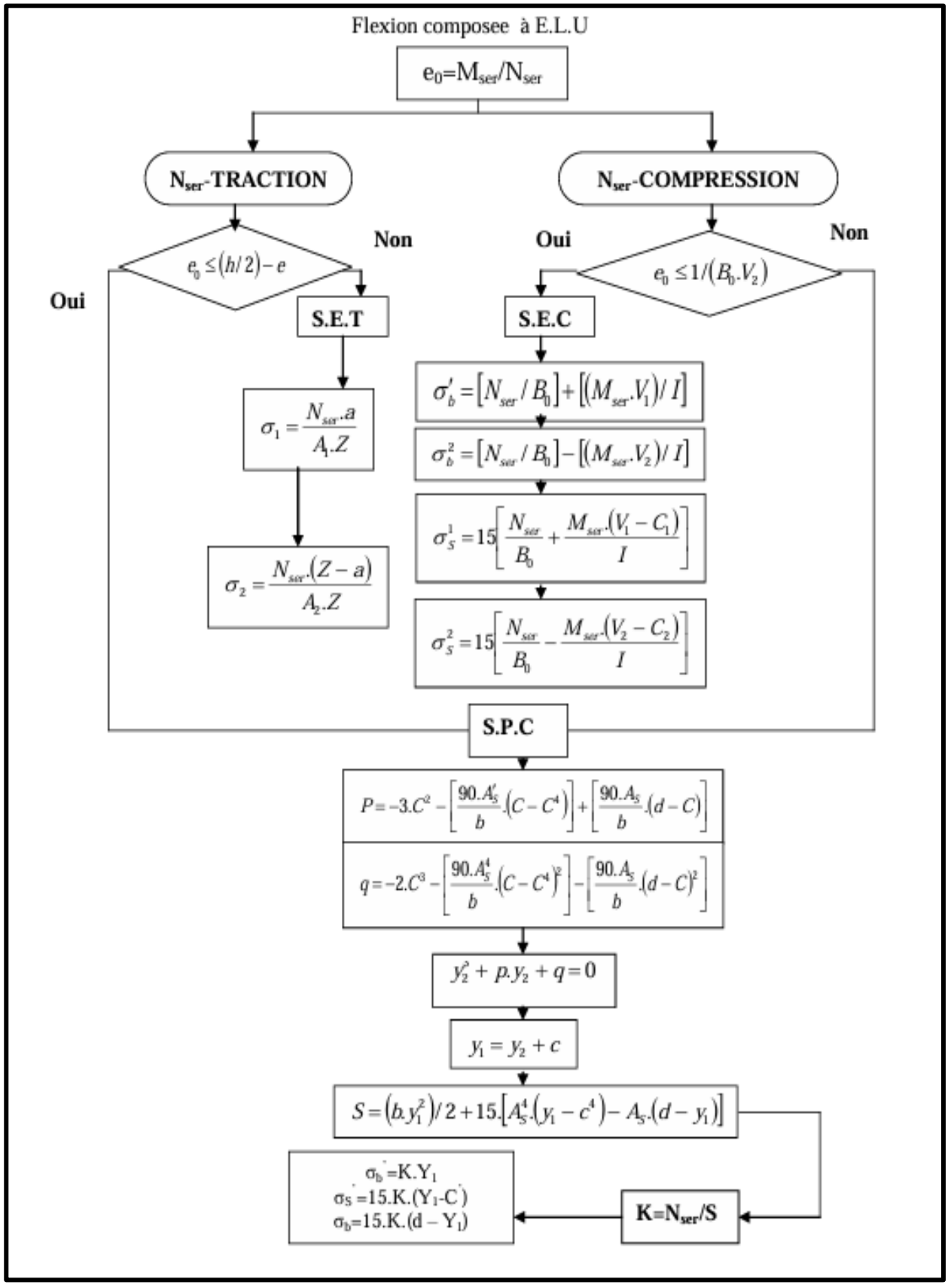
Annexe 3 : Organigramme de Calcul d'une section en -TE- à l'E.L.U en flexion simple



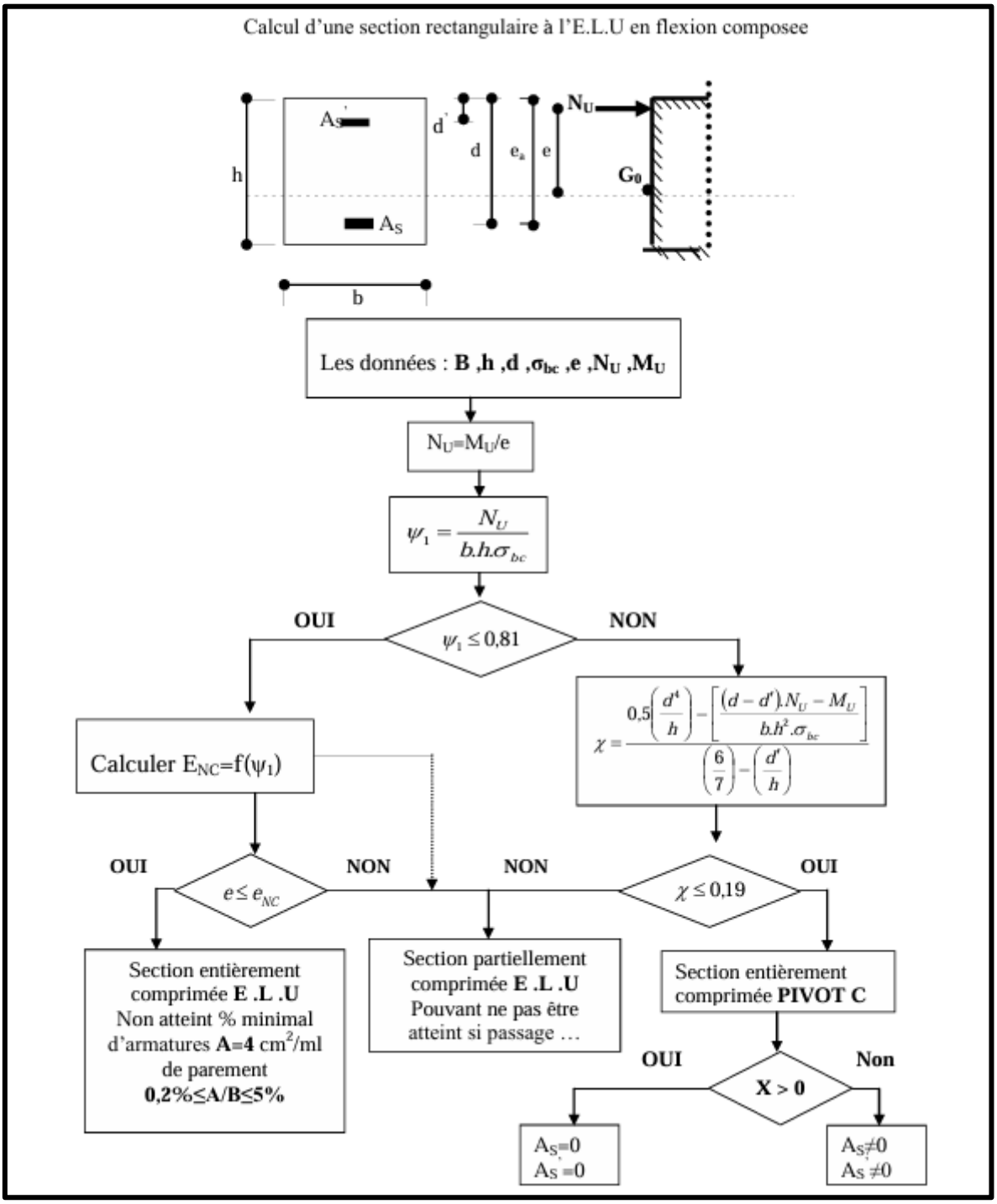
Annexe 4 : Organigramme de calcul de Traction simple



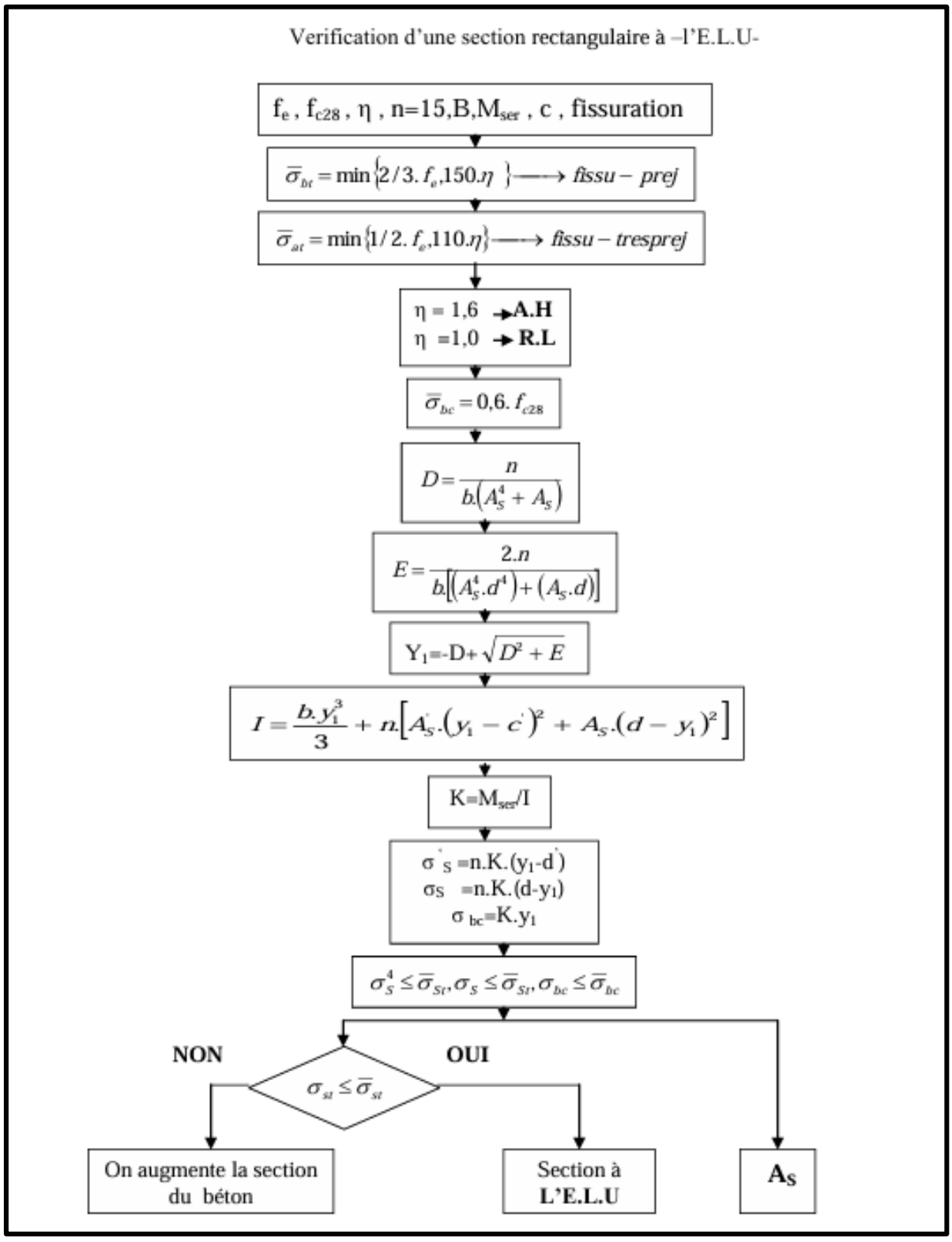
Annexe 5 : Organigramme de calcul Flexion composée à E.L.U

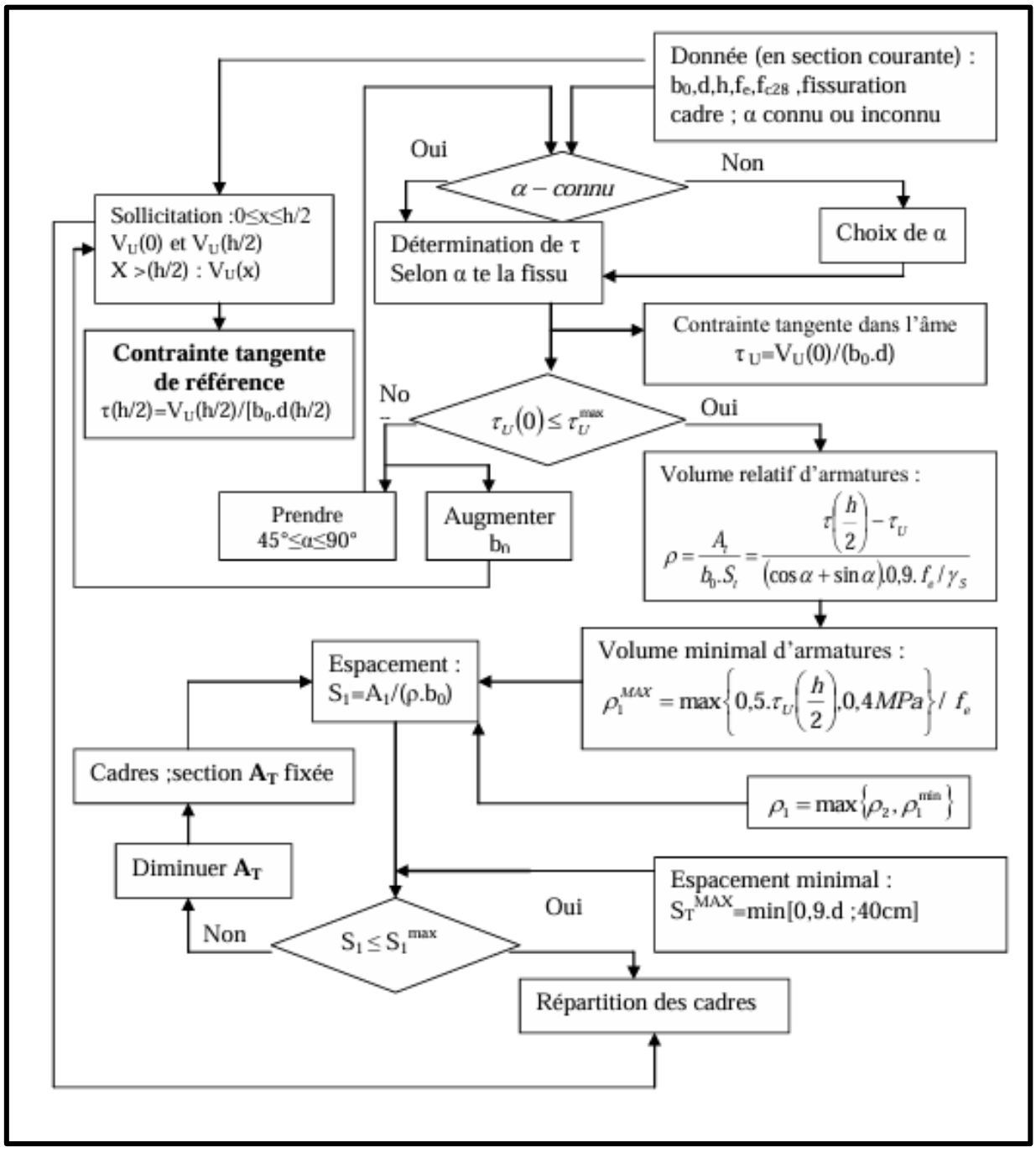
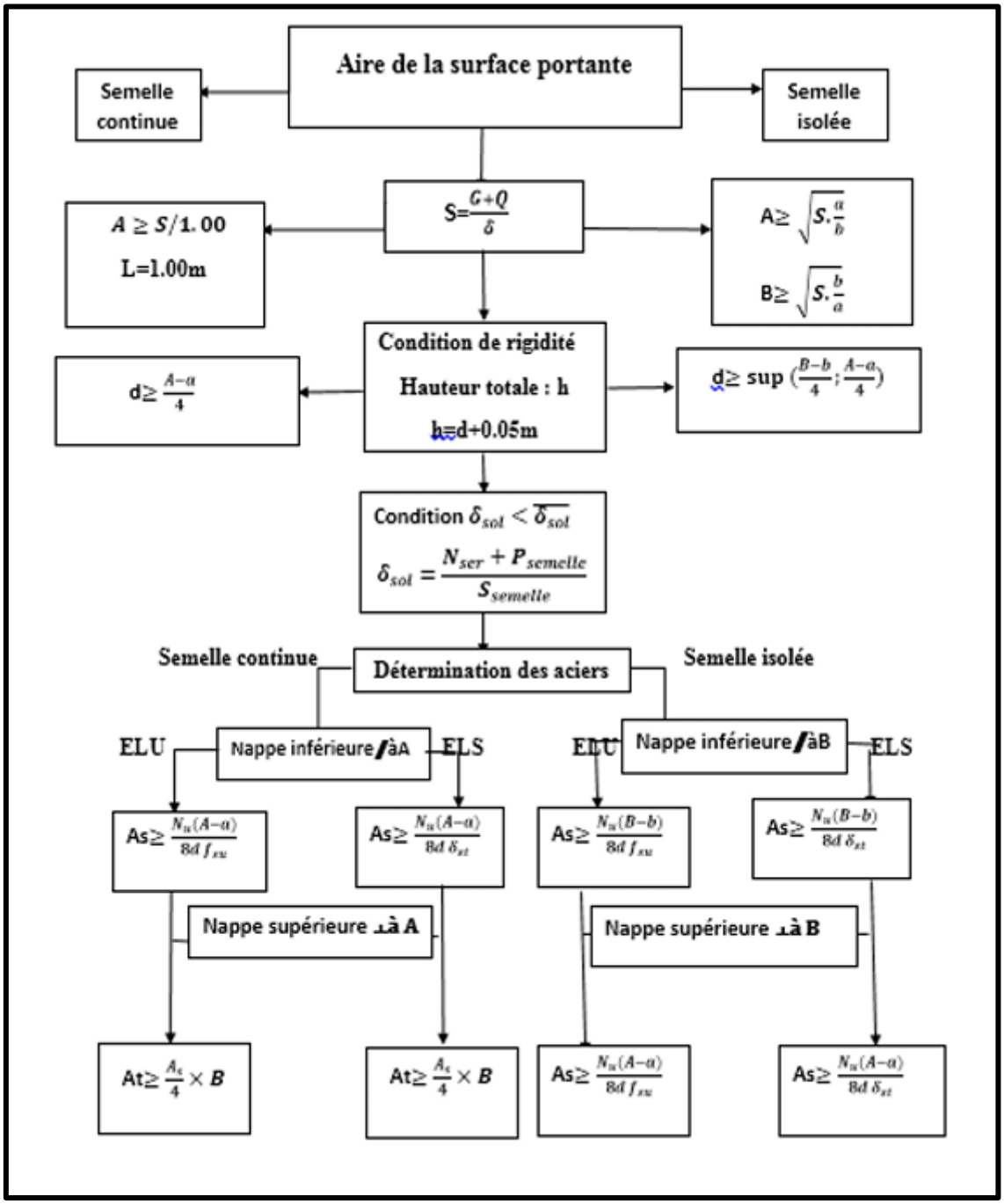


Annexe 6 : Organigramme de calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



Annexe 7 : Organigramme de Vérification d'une section rectangulaire à –l'E.L.U-




Donnée (en section courante) :
b_0,d,h,f_e,f_{c28} ,fissuration
cadre ; α connu ou inconnu
Oui
$\alpha - connu$
Non
Choix de α
Détermination de τ
Selon α te la fissu
Sollicitation :0≤x≤h/2
$V_U(0)$ et $V_U(h/2)$
X >(h/2) : $V_U(x)$
Contrainte tangente de référence
$\tau(h/2)=V_U(h/2)/[b_0.d(h/2)$
Contrainte tangente dans l'âme
$\tau_U=V_U(0)/(b_0.d)$
No
$\tau_U(0) \le \tau_U^{max}$
Oui
Prendre
45°≤α≤90°
Augmenter
b_0
Volume relatif d'armatures :
$\rho = \frac{A_t}{b_0.S_t} = \frac{\tau\left(\frac{h}{2}\right) - \tau_U}{(\cos\alpha + \sin\alpha)0{,}9.f_e/\gamma_S}$
Volume minimal d'armatures :
$\rho_1^{MAX} = \max\left\{0{,}5.\tau_U\left(\frac{h}{2}\right), 0{,}4MPa\right\} / f_e$
Espacement :
$S_t=A_t/(\rho.b_0)$
Cadres ;section A_T fixée
$\rho_1 = \max\{\rho_2, \rho_1^{min}\}$
Diminuer A_T
Espacement minimal :
S_T^{MAX}=min[0,9.d ;40cm]
Non
$S_t \le S_t^{max}$
Oui
Répartition des cadres

Annexe 8 : Méthode des bielles