



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation à Tiaret

Présenté par :

BENNECER AYOUB

BEY SIDAHMED

Soutenu le : 23 / 06 / 2025

Devant le jury composé de :

Président

Mr. R. BENFERHAT

MCA

Encadrante

Mme. K. OUAZIR

MCB

Examineur

Mr. Y. TLIDJI

Professeur

Examineur

Mr. K. DRAICHE

Professeur

PROMOTION : 2024 / 2025

Remerciements

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

A notre encadrante docteur OUAZIR KHATIMA pour son accompagnement et ses précieux conseils tout au long de ce parcours .votre expertise, votre disponibilité de votre motivation .vos suggestions pertinentes et vos critiques constructives ont été d'une aide inestimable pour améliorer la qualité de notre mémoire.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury qui ont accepté à juger notre travail

Résumé

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus cinq étage. Le bâtiment sera implanté à Tiaret, zone de faible sismicité (Zone I) selon le **RPA99 version 2003**. Cette analyse est réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. Les résultats obtenus sont ensuite utilisés pour dimensionner les éléments résistants conformément aux combinaisons et aux exigences constructives spécifiées par les normes réglementaires notamment BAEL 91 modifié 99, le CBA 93 et le RPA 99/version 2003. Elle commence par une présentation complète du projet, prédimensionnement des éléments principaux et secondaires. Ensuite, calcul des différents éléments secondaires. La deuxième partie du travail concerne l'étude sismique de la structure, le ferrailage des portiques et des voiles. Enfin, la dernière partie du travail porte sur l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Fondations, RPA99/version 2003, BAEL91 modifié 99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2019

Abstract

This project presents a technical study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus five upper floors. The building will be located in Tiaret, a low-seismicity zone (Zone I) according to the RPA99 version 2003. This analysis is performed using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 software. The results are then used to design the resisting elements in accordance with the combinations and construction requirements specified by regulatory standards, including BAEL 91 amended 99, CBA 93, and RPA 99/version 2003. It begins with a complete presentation of the project and pre-dimensioning of the main and secondary elements. This is followed by the calculation of the various secondary elements. The second part of the project involves the seismic study of the structure and the reinforcement of the frames and walls. Finally, the last part of the project focuses on the infrastructure study.

Keywords: Building, Reinforced Concrete, Foundations, RPA99/version 2003, BAEL91 modified 99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق علوية إصدار RPA99 2003 يقع المبنى في تيارت، وهي منطقة منخفضة الزلازل (المنطقة 1) وفقاً لمعيار إصدار 2019. Autodesk Robot Structural Analysis Professional يُجرى هذا التحليل باستخدام برنامج تُستخدم النتائج بعد ذلك لتصميم عناصر مقاومة للعوامل الخارجية وفقاً للتركيبات ومتطلبات البناء المحددة بالمعايير إصدار RPA 99/2003 ، ومعيار CBA 93 المعدل 99، ومعيار BAEL 91 التنظيمية، بما في ذلك معيار يبدأ المشروع بعرض شامل للمشروع وتحديد أبعاد العناصر الرئيسية والفرعية مسبقاً، يليه حساب مختلف العناصر الفرعية. يتضمن الجزء الثاني من المشروع الدراسة الزلزالية للهيكل وتدعيم الهياكل والجدران وأخيراً، يركز الجزء الأخير من المشروع على دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية :

RPA99/version 2003, BAEL91 modifié 99, CBA93, Autodesk
Robot Structural Analysis 2019

Liste des Notations :

<i>Abréviation</i>	<i>Signification</i>
RDC	Rez-de- chaussée
γ_{BA}	Poids volumique de béton arme
γ_B	Poids volumique de béton non arme
f_{c28}	Résistance du béton à la compression
f_{t28}	Résistance du béton à la traction
C	Cohésion
φ	Angle de frottement
E_i	Module de déformation instantanée de béton
γ_b	Coefficient partiel du béton
V	Coefficient de poison
HAfe400	Acier longitudinale à haute adhérence
FeE235	Acier transversale ronds lisses
E	Module d'élasticité de l'acier
γ_s	Le coefficient partiel de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanente
Q	Surcharge d'exploitation
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement
h_t	Epaisseur du plancher
L	Portée maximale dans le sens des poutrelles
RPA99/2003	Règlement Parasismique Algérienne
DTR	Document technique réglementaire
p_P	Poutre principale
C_v	Condition vérifie
N_G	Effort normal dû aux charges permanentes
N_Q	Effort normal dû aux charges d'exploitation
I	Rayon de giration

I	Moment d'inertie de la section
B	Aire de la section de béton
L_f	Longueur de flambement
Nu	Effort normal admissible à l'ELU
λ	Elancement mécanique
Br	Section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle
As	Section d'armature dans le poteau
α	Coefficient de l'élancement
M	Moment en général
M_t	Moment en travée
M_w	Moment a l'appui de gauche
M_e	Moment a l'appui de droite
b_0	Largeur de la poutrelle
L	Entre axes des poutrelles
F_p	La force statique équivalente horizontale
W_p	Poids propre de l'acrotère
C_p	Facteur de force horizontale
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'accélération de zone
Q_x, Q_y	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
W	Poids total de la structure
$T_1 \text{ et } T_2$	Période caractéristique, associée à la catégorie du site
η	Facteur de correction d'amortissement
$\xi(\%)$	Pourcentage d'amortissement critique
h_N	Hauteur de la structure mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau
C_T	Coefficient en fonction d système de contreventement et du type de remplissage
W_{Qi}	Charges d'exploitation
W_{Gi}	Poids du aux charges permanentes

F_i	<i>Effort horizontal revenant au niveau i</i>
h_i	<i>Niveau du plancher on s'exerce la force F_i</i>
h_j	<i>Niveau du plancher quelconque</i>
W_i, W_j	<i>Poids revenant aux plancher i, j</i>

Table des matières

- Introduction général :	12
--------------------------------	----

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et Hypothèse de calcul

I.1.Introduction	14
I.2. Présentation de l'ouvrage:.....	14
I.3. Objectif :	14
I.4.Caractéristiques géométrique :.....	14
I.5- Caractéristiques géotechniques du sol :	15
I.6 - Différents éléments de la structure :	15
I.7.Caractéristiques des matériaux :	16
I.7.a-Béton :	16
I.7.b Aciers :	22

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1 – introduction :	28
II.2- Pré dimensionnent des éléments :	28
II.2.1 - Pré dimensionnent des poutres :	29
II.2.2- Prédimensionnement des planchers à corps creux :	30
II-2-3. Evaluation des charges et des surcharges :	31
II.2.4- Prédimensionnement des poteaux :	32
II.2.5- Pré dimensionnement des voiles :	36

Chapitre III : Etude des planchers

III.1-Introduction :	39
III.2-Dimensions des poutrelles :	39
III.3 - Calcul des poutrelles :	40
III.3.1- Méthodes de calcul :	40
III.3.2- Calcul des poutrelles de plancher :	42
III.3.3 -Ferrailage des poutrelles :	54
III.4 - Calcul du ferrailage de la dalle de compression:	70

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1-L'acrotère :	72
IV.1.1- Définition :	72

IV.1.2.Calcul des sollicitations :	72
IV.1.3.Ferraillage de l'acrotère :	74
IV.2 – Balcon :	79
IV.2.1- Définition :	79
IV.2.2- Évaluation des charges et des surcharges: (voir le D.T.R des charges permanentes et d'exploitation)	79
IV.2.3-Calcul du Ferraillage	80
IV.2.4 -Vérification des contraintes (ELS) :	81
IV.2.5-Vérification de la flèche :	82
IV-3. Les escaliers :	84
IV-3.1 - Dimensions des escaliers:	84
IV.3.2- Evaluation des charges et des surcharges :	86
IV.3.3-Calcul du Ferraillage :	88
IV.3.4 -Vérification :	90
IV.3.5-Etude de la poutre palière :	92

Chapitre V : Etude sismique et modélisation numérique

IV.1- Introduction :	99
V.2-Objectif de l'étude dynamique :	99
V.3- Choix de la méthode de calcul :	99
V.4-Classification de l'ouvrage :	103
V.5- Calcul de la force statique équivalente :	103
V.6- modélisation de la structure sur ROBOT	108
V.6.1- Présentation du logiciel ROBOT :	108
V.6.2- Etapes de modélisation :	108
V.5- Les résultats de l'analyse :	119
V.7- Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :	121
V.7.1- Vérification de la résultante des forces sismique :	121
V.7.2 - Vérification de la période fondamentale:	121
V.7.3 - Vérification des facteurs de participation massique :	121
V.7.4- Calcul et vérification des déplacements : [RPA99/v2003]	122
V.7.5- Justification de l'effet $\mathbf{P} - \Delta$:	123

Chapitre VI : Ferrailage Des éléments structuraux

VI.1- Introduction :.....	126
VI.2.Combinaisons de calcul :.....	126
VI.3- Ferrailage des poutres :.....	126
IV.3.1- Les armatures longitudinales :	126
VI.3.2 - Exemple de calcul :	127
VI.3.3 Vérifications :	127
VI-4- Ferrailage des poteaux	135
VI-4-1- Méthode de calcul :	135
VI-4-2- Ferrailage exigé par le RPA 99 version 2003:.....	135
VI.4.3.Les sollicitations défavorables :	136
VI-4-4- Exemple de calcul :	136
VI.4.5 Vérification :	138
VI.5. Calcul et ferrailage des voiles :	142
VI.5.1 Introduction :	142
VI.5.2 Principe de calcul :	142
VI.5.3 La méthode de calcul :	142
VI.5.4 Ferrailage des voiles:	145

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :.....	149
VII.2 Différents types de fondations :	149
VII.3-Etude de fondation.....	151
VII.4. Dimensionnement des semelles et calcul Ferrailage :	152
VII.4.1. Semelle isolées :	152
VII.4.2 Semelle filante :	156
VII.4.3 Semelles jumelles:.....	162
VII.5.Calcul des longrines:.....	161
VII.5.1.Ferrailage des longrines :	163
VII.5.2.Calcul des armatures :	163

Chapitre VIII :Devis quantitatif et estimatif

VIII .1. Introduction :.....	168
------------------------------	-----

VIII .2. Définition Devis quantitatif et estimatif :	168
VIII .3. Réalisation de Devis quantitatif estimatif :	168

Conclusion Générale

Conclusion générale.....	177
--------------------------	-----

Liste des figures :

Figure I.1 : Diagramme parabole – rectangle.	19
Figure.I.2 : Diagramme des contraintes.	20
FigureI.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELS.	20
Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation d'acier.....	22
Figure I-5 : diagramme des déformations limites de la section	24
Figure II-1 : L'organigramme de travail	28
Figure II.2:Section du poteau le plus sollicité.....	32
Figure II.3 : Coupe de voiles en plan.....	37
Figure III-1 : Plancher en corps creux.....	39
Figure III-2 : schème des poutrelles	39
Figure III.3 : poutres continues à plusieurs appuis.....	42
Figure III.4:Poutre à seul travées du plancher Etage courant	42
Figure III.5:Poutre à deux travées du plancher Etage courant.....	43
Figure III.6:Poutre à cinq travées du plancher Etage courant.....	45
Figure III.7 : Diagramme des moments à poutre de cinq travées	46
Figure III.8 :Poutre à six travées du plancher Etage courant	46
Figure III.9 :Poutre à seul travées du plancher terrasse	50
Figure III.10 :Diagramme des moments poutre de seule travée	50
Figure III.11 :Poutre à deux travées du plancher Terrasse.....	50
Figure III.12 :Diagramme des moments poutre de deux travées	51
Figure III.13:Poutre à cinq travées du plancher terrasse.....	51
Figure III.14 :Diagramme des moments à poutre de cinq travées	52
Figure III.15 :Poutre à six travées du plancher terrasse	52
FigureIII.16 :Diagramme des moments à poutre de six travées.....	53
Figure III-17: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	57
Figure III-18 : dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	63
Figure III-19 : dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse.....	70
Figure III-20: Ferrailage de la dalle de compression.....	71
Figure IV.1:Représentation de l'acrotère	72
Figure IV.2 : schéma statique de l'acrotère.....	74

Figure IV. 3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (par autocad).....	78
Figure IV.4 : Schéma statique de balcon.....	80
FigureIV.5 : Représentation d'un Escalier.....	84
Figure IV.6 : Schéma de l'escalier.....	84
FigureIV.7 : Schéma statique des escaliers.....	87
Figure IV.8:Diagramme des moments fléchissant"RDM6"	87
Figure IV.9:Diagramme des efforts tranchants."RDM6"	88
Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier (par autocad)	92
Figure IV.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (par autocad)	97
Figure V.1 : Diagramme de distribution de l'effort normal entre voiles et poteaux.....	107
Figure V.2 : Lancement du programme ROBOT.....	108
Figure V.3 : Environnement du travail.....	108
Figure V.4 : Organigramme de calcul.....	109
Figure V.5 : Organigramme globale des données	110
Figure V.6 : Réglage des normes.	110
Figure V.7 : Ligne de construction (position X, Y, Z).....	111
Figure V.8 : Profil.	111
Figure V.9 : Type de profilé Pp; Ps; PT.....	112
Figure V.10 : Définition des barres.....	112
Figure V.11 : Définition des panneaux.	113
Figure V.12 : Définition le plancher (16+5).	113
Figure V.13 : Définition d'épaisseur des panneaux.....	114
Figure V.14 : Définition des liaisons rigides.....	114
Figure V.15 : Cas de charge.	115
Figure V.16 : Définition de la charge.....	115
Figure V.17 : Combinaisons.	115
Figure V.18 : Vue en 3D de la structure modélisée.	116
Figure V.19 : Option de calcul.	116
Figure V.20 : Définition d'un nouveau cas.....	117
Figure V.21 : Paramètres RPA99.....	117
Figure V.22 : Diagramme de spectre de réponse.	118
Figure V.23 : Translation suivant X.....	119
Figure V.24 : Translation suivant Y.....	119
Figure V.25 : Translation suivant Y.....	119
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales (Terrasse).	131
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales (Etage).....	131
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (Terrasse).	132

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (Etagé).....	132
Figure VI.5 : Zone nodal	138
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm.....	139
Figure VI.7: Section entièrement comprimée.	141
Figure VI.8: Section entièrement tendue.....	141
Figure VI.9: Section partiellement comprimée.	142
Figure VI.10: Schéma du voile+ poteau.	143
Figure VI.11 : Disposition des armatures verticale dans les voiles.	145
Figure VII.1 : Limite des fondations superficielles et profondes DTU 13.2	148
Figure VII.2: L'organigramme récapitulatif le calcul et le type, choix des fondations.	148
Figure VII.3 : Semelle isolées sous poteaux.	149
Figure VII.4 : Semelle continue sous mur.....	150
Figure VII.5 : Semelle continue sous poteaux.	150
Figure VII.6 : les modes de rupture de fondation superficielle.....	151
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage de Semelle isolées (250x250x55) cm.....	155
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage de Semelle filante (660x150x35) cm	160
Figure VII.9 : Schéma de ferrailage de Semelle filante (1045x170x40) cm	161
Figure VII.10 : Schéma de ferrailage de Semelles jumelles (450x200x45) cm.....	162
Figure VII.11: Ferrailage des longrines.	165

Liste des tableaux :

Tableau I1.: Récapitulatif les caractéristiques géotechniques du sol.....	15
Tableau I.2: Coefficient θ dépend la durée d'application.....	19
Tableau I.2 : tableau des déformation du pivot considéré.....	24
Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).....	31
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.	31
Tableau.II.3 : Dégression en fonction du nombre d'étage.	33
Tableau II.4 : Récapitulatif les majorations des efforts de compression.....	34
Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats.....	36
Tableau III.1: Récapitulatif les moments et les efforts tranchant pour Etage courant (ELU et ELS)	48
Tableau III.2 : Récapitulatif les moments et les efforts tranchant terrasse (ELU et ELS)	53
Tableau IV.1: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.....	73
Tableau IV.2: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.....	73
Tableau IV.3 : Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.	73
Tableau IV.4 : La descente de charge du balcon.....	79
Tableau IV.5 : Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	86
Tableau IV.6 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse	87
Tableau V.1 : Accélération de zone.....	103
Tableau V.2 : Pourcentage d'amortissement critique	104
Tableau V.3 : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage	104
Tableau V.4 : Valeur de T1 et T2	105
Tableau V.5 : Récapitulatif la pénalité à retenir " selon RPA99/v2003.	106
Tableau V.7 : Réglage des normes.	106
Tableau V.6 : Coefficient de comportement globale de la structure	107
Tableau V.8 : Tableau des périodes et masses	118
Tableau V-9 : facteur de participation massique.	121
Tableau V.10 : Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens X).....	122
Tableau V.11 : Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens Y).....	122
Tableau V.6: L'effet $P-\Delta$ sens X..	123
Tableau V.6: L'effet $P-\Delta$ sens X..	123
Tableau VI.1 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales	130

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires.....	130
Tableau VI-3: les sollicitations défavorables du premier genre	134
Tableau VI-4: les sollicitations défavorables du deuxième genre.....	134
Table VI.5 : récapitulatifs des résultats pour 1^{er} genre.....	136
Table VI.6 : récapitulatifs des résultats pour 2^{eme} genre	136
Tableau VII.7 : les résultats de calcul	143

Introduction générale

- Introduction générale :

La réalisation d'un projet de construction en génie civil résulte généralement d'un travail approfondi mené par une équipe pluridisciplinaire aux compétences variées. L'ingénieur, au sein de cette équipe, est responsable de la conception, de l'analyse et du dimensionnement des éléments porteurs de la structure, tout en garantissant sa fonctionnalité et sa résistance mécanique tout au long de son exploitation. L'ingénieur doit également concevoir des structures ayant une rigidité et une résistance suffisantes face aux effets sismiques, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et de fiabilité.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment R+5 d'usage habitation située à Tiaret. Notre travail est organisé comme suit :

- Le premier chapitre présente l'ouvrage, ses dimensions et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre traite du pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre consiste à étudier des planchers.
- Le quatrième chapitre analyse les éléments secondaires (acrotère, balcon, escalier).
- Le cinquième chapitre se concentre sur l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ROBOT, permettant de déterminer l'action sismique.
- Le sixième chapitre se concentre sur le ferraillage des éléments structuraux.
- Le septième chapitre est dédié au calcul des fondations, conformément au rapport géotechnique.
- Le huitième chapitre est consacré au devis quantitatif et estimatif.

Enfin, nous concluons par une synthèse générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et

Hypothèse de calcul

I.1.Introduction

Ce document présente une étude approfondie portant sur un bâtiment en béton armé destiné à un usage d'habitation. Ce bâtiment, situé dans la ville de Tiaret, en Algérie, est constitué d'un rez-de-chaussée ainsi que de cinq étages supplémentaires. L'analyse et la conception de cette structure tiennent compte des spécificités locales, notamment en intégrant les exigences des normes parasismiques algériennes, à savoir le Règlement Parasismique Algérien RPA99 dans sa version révisée de 2003. Par ailleurs, les règles de conception et de dimensionnement des structures en béton armé sont rigoureusement appliquées, conformément aux dispositions des normes BAEL 91 (Béton Armé aux États Limites), garantissant ainsi une conception sécurisée et conforme aux standards en vigueur. Cette étude vise à assurer une sécurité optimale tout en répondant aux exigences fonctionnelles et esthétiques du projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Le projet d'étude est un bâtiment d'habitation composée d'un rez de chaussée et cinq étage (R+5), Les étages sont constitués de deux appartements de type **F3** et deux appartements de type **F4**, Le bâtiment est située à TIARET considérée comme une zone à sismicité faible (Zone 1) selon le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/version 2003

I.3. Objectif :

L'objectif global est de concevoir un bâtiment fonctionnel, durable, et économique, tout en répondant aux exigences esthétiques et environnementales du projet

Ainsi, ce projet intègre une analyse minutieuse des différentes combinaisons de charges, une vérification des sections critiques et un dimensionnement précis des éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres, les dalles et les fondations. Cette démarche garantit non seulement la durabilité et la robustesse de l'ouvrage, mais aussi la conformité aux normes techniques et aux exigences de sécurité en vigueur

I.4.Caractéristiques géométrique :

1. Caractéristiques géométriques :

- Hauteur de RDC	3.06 m
- Hauteur des étages courants	3.06 m
- Hauteur total.....	18,36 m
- longueur total.....	28 m
- largeur total.....	24 m

I.5- Caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I). Le site est considéré comme un site meuble et sa Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,95$ bars.

La contrainte admissible du sol	La profondeur d'ancrage	Le poids spécifique du sol	L'angle de frottement interne du sol	La cohésion du sol (sol pulvérulent)	Le site
$\bar{\sigma}_{sol} = 1,95$ bars	D = 2 m	$\gamma_h = 1,7 \text{ t/m}^3$	$\varphi = 35^\circ$	C=0	S3

Tableau I1.: Récapitulatif les caractéristiques géotechniques du sol.

I.6 - Différents éléments de la structure :

- Planchers :

Un plancher est une surface plane qui sépare les étages et supporte les revêtements de sol. Ses deux principales fonctions sont :

- **Résistance** : supporter son propre poids et les surcharges.
- **Isolation**: acoustique et thermique.

Dans notre bâtiment, on trouve :

- **Plancher à corps creux** : utilisé pour le rez-de-chaussée et les étages courants.
- **Plancher en dalle pleine** : utilisé pour les balcons.

- Ossature :

La structure comprend des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé dans deux directions, accompagnés de voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales sont réparties entre les portiques et les voiles en fonction de leurs rigidités relatives.

- Maçonneries :

Les murs sont en brique creuse :

- **Murs extérieurs** : double cloison de 30 cm, composée de :
 - Brique creuse de 15 cm pour les parois externes.
 - Lambe d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm pour les parois internes.
- **Murs intérieurs** :

- Cloison simple de 10 cm pour séparer deux pièces.
- Double cloison de 30 cm pour séparer deux logements (cloison de 10 cm pour chaque face).
- Revêtements

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Enduit en ciment pour les murs intérieurs et des façades extérieurs

- Escaliers :

L'escalier droit de la structure relie les niveaux successifs et facilite les déplacements.

- Revêtements:

- Sous-plafond : enduit en ciment.
- Murs extérieurs et intérieurs : enduit en ciment.
- Planchers et escaliers: carrelage.

- Terrasse:

La structure dispose d'une terrasse inaccessible.

Isolation

- **Isolation acoustique** : assurée par la masse des planchers et les vides d'air des murs extérieurs.
- **Isolation thermique** : assurée par des couches de polystyrène pour les planchers des terrasses et par les vides d'air dans les murs extérieurs.

- Acrotères :

La terrasse inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé de 10 cm d'épaisseur, avec une hauteur comprise entre 60 cm et 100 cm.

- Infrastructure :

- **Fondations** : elles transmettent les charges de la superstructure au sol.

I.7.Caractéristiques des matériaux :

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et des barres d'acier.

I.7.a-Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau.

Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

1. Composition :

- **Ciment** : Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - ✓ Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
 - ✓ Graviers de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm
- **Eau de gâchage**: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivant:

- 350kg de ciment.
- 400kg de sable $C_g < 5$ mm.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage

2. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

1- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ si : } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si : } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

2- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$:
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ si : } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ si : } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :
 - ❖ Traction directe sur les cylindres précédents.
 - ❖ Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
 - ❖ Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

3. Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Finis des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

4. Inconvénients du béton armé :

- **Le poids** : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

- **L'exécution** : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante. Le placement des armatures
 - pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

5. Contraintes limites :

1. A L'ELU : [BAEL91] (Art 4.3.41)

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contrainte déformations donné sur la figure I.4.

❖ Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

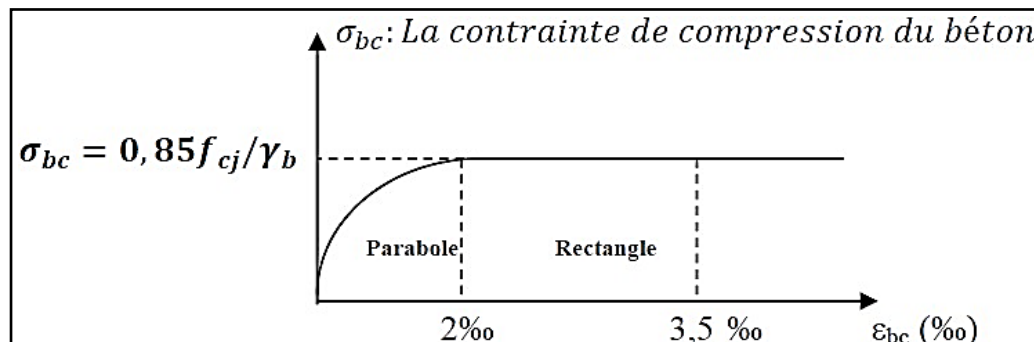


Figure I.1 : Diagramme parabole – rectangle. [BAEL91]

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

- La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

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

Avec $\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} : \text{Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ..} \\ \theta : \text{Coefficient d'application.} \\ \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée D'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis de la résistance caractéristique obtenue par les essais sur éprouvettes.

θ	Durée d'application
1	$>24 \text{ h}$
0,9	$1\text{h} \leq \theta \leq 24\text{h}$
0,85	$<1\text{h}$

Tableau I.2: Coefficient θ dépend la durée d'application

- Pour le cas générale : $\gamma_b = 1,5$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,66 \text{ MPa}$$

- Po combi telles : $\gamma_b = 1,15$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,47 \text{ MPa}$$

❖ **Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion Simple

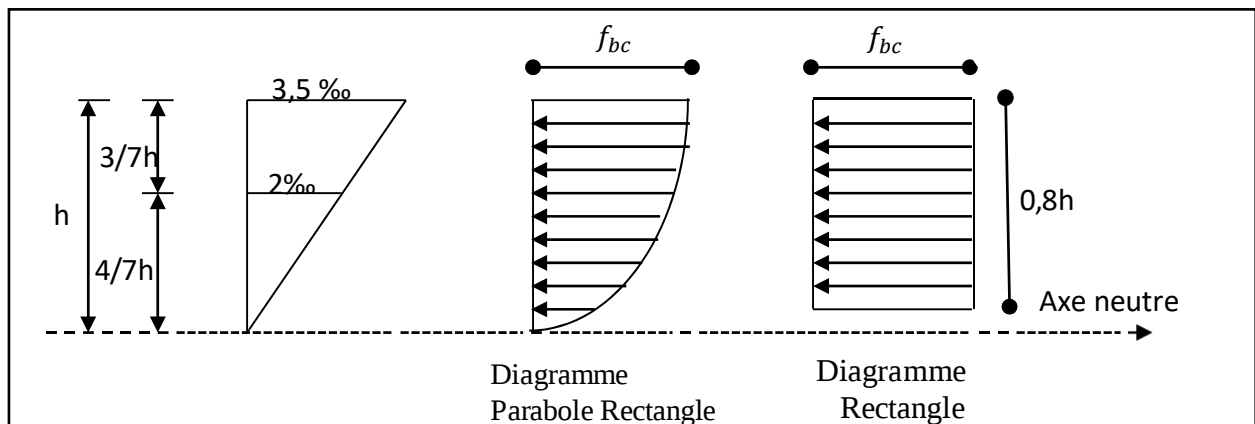


Figure.I.2 : Diagramme des contraintes. [BAEL91]

2. A L'ELS :

- La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

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

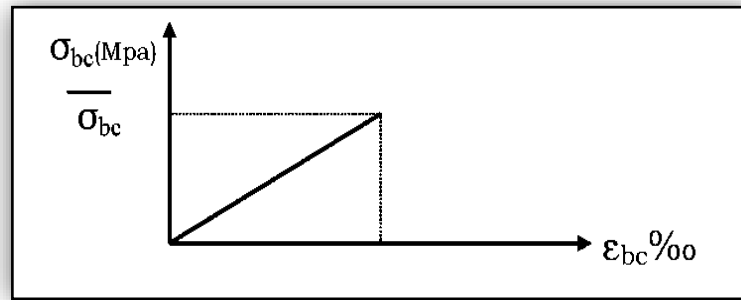


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELS. [BAEL91]

3. Contrainte ultime de cisaillement de béton [BAEL91] (Art.5.1.1):

La contrainte ultime de cisaillement est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } \begin{cases} V_u: \text{Effort tranchant} \\ b \times d: \text{Dimension de la pièce} \end{cases}$$

a) Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (3,33 ; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

b) Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

6. Modules de déformation longitudinale du béton :

Il existe deux modules de déformation déterminés d'après le [BAEL91] (Art A.2.1.2)

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, (Art A.2.1.2.1) :

- le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours

b) Le module de déformation différée :

pour des charges de longue durée d'application on a : [BAEL] (Art A.2.1.2, 2)

$$E_{\phi j} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

7. Modules de déformation transversal du béton :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

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

E : raccourcissement longitudinal.

ν : Le coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson : [BAEL91](Art A.2.1.3)**

Le coefficient de Poisson, noté généralement ν (nu grec), est une grandeur adimensionnelle qui caractérise le comportement élastique d'un matériau soumis à une contrainte uniaxiale. Il représente le rapport entre la déformation transversale (rétrécissement ou élargissement) et la déformation longitudinale (allongement ou raccourcissement) du matériau.

ν Égale à $\begin{cases} 0.2 & \text{Dans l'état limites de services ELS} \\ 0 & \text{Dans l'état limites d'ultimes ELU} \end{cases}$

I.7.b Aciers :

Les aciers utilisés dans le béton armé se différencient par leur nuance et leur état de surface — ronds lisses ou barres à haute adhérence — et se répartissent selon les catégories suivantes :

- ❖ **Ronds lisses bruts**, obtenus par simple laminage ;
- ❖ **Barres à haute adhérence**, issues du laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- ❖ **Fils à haute adhérence**, fabriqués par laminage à chaud suivi d'un écrouissage (par tréfilage et/ou laminage à froid) ;
- ❖ **Treillis soudés**, constitués de l'assemblage de barres ou de fils, lisses ou à haute adhérence. Les barres sont identifiées par leur diamètre nominal ($\emptyset$). Sauf accord spécifique avec le fournisseur, leur longueur ne dépasse généralement pas 12 mètres, correspondant à la longueur commerciale standard.

1- Contrainte limite de l'acier :

a) Diagramme déformation - contrainte : [BAEL91] (Art.2.2.2)

Le diagramme contrainte- déformation est conventionnellement défini ci-dessous :

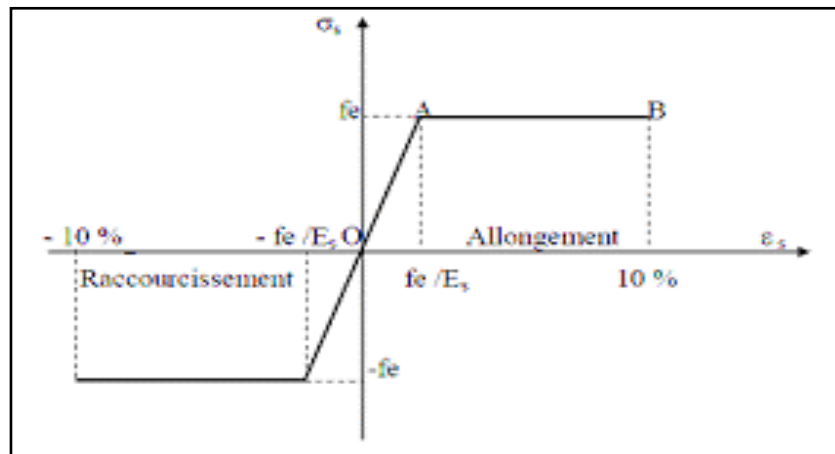


Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation d'acier. [BAEL91]

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ : Déformation relative de l'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier.

E_s ou γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes ;

$\gamma_s = 1,15$; Cas générale,

$\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles,

b) Contrainte limites de traction des armatures : [CBA93]

➤ Fissuration préjudiciable : [CBA93] (Art.4.5.3.3)

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (MPa)}$$

➤ Fissuration très préjudiciable : [CBA93] (Art.4.5.3.4)

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (MPa)}$$

- Coefficient de fissuration η

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{pour les aciers ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les aciers à haute adhérence (HA) } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{pour les aciers à haute adhérence (HA) } \Phi \leq 6\text{mm} \end{array} \right.$$

I.8.Règles et hypothèses de calcul :

1. **Le règlement [BAEL91] (Béton Armé aux Etats Limites)** : basé sur la théorie des états limite.

a)- Etats limites ultimes(ELU) : correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre 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).

a.1) Hypothèses : [BAEL91] (Art.4.3.2)

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections planes avant déformation, restent planes après déformation. (**Hypothèse de BERNOUILLI**)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- 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).

- Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

Tableau I.3 : tableau des déformation du pivot considéré

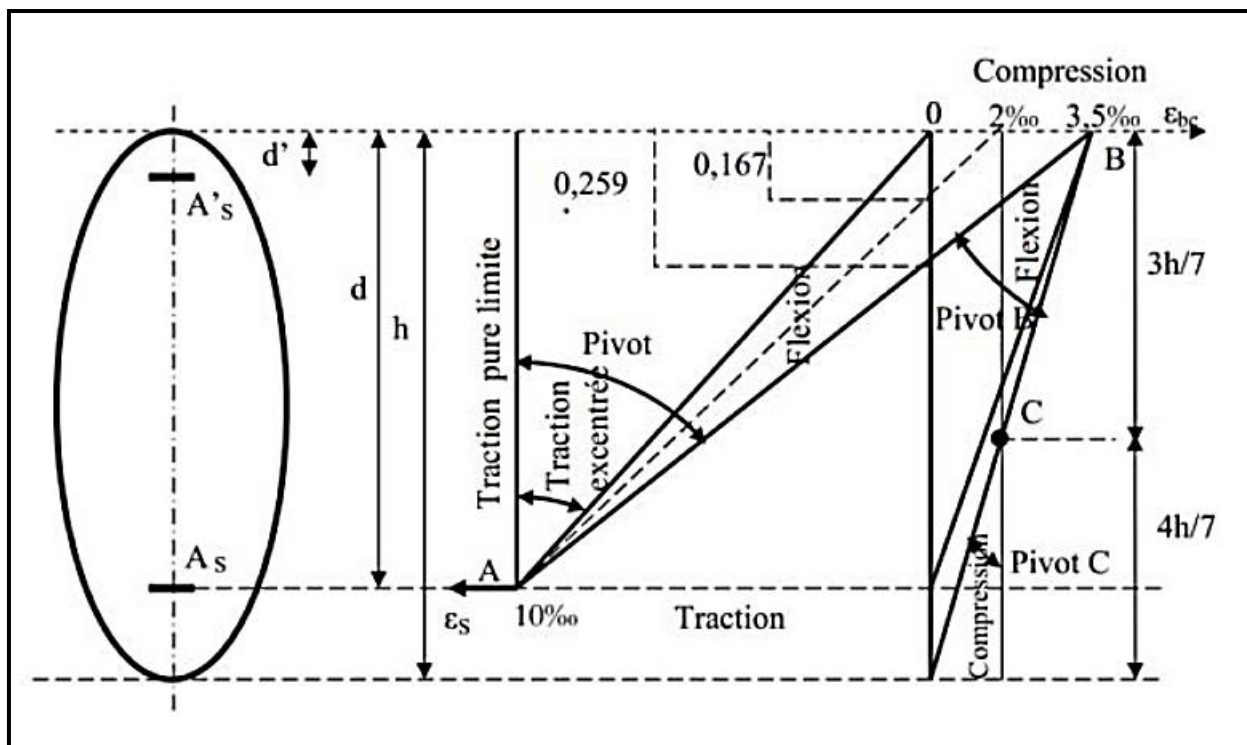


Figure I-5 : diagramme des déformations limites de la section

b)- Etats limites de services(ELS) : constituent les frontières au-delà 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 limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

b.1) Hypothèses :[BAEL91] (Art.4.5.1)

Les calculs sont conduits en considérant les hypothèses suivantes :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
(hypothèse de Navier-Bernoulli)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- 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 ($E_s=15E_b$; $\eta=15$).

2. [RPA99/version2003](Règles Parasismiques Algériennes) :

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 groupes d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- ✓ Une conception sur la catégorie d'ouvrages pour prévoir un système convenable de contreventement.
- ✓ Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

a) Sollicitation durable :

↗ ELU : $1,35G+1,5Q$

↗ ELS : $G+Q$

b) Sollicitations sismique : [RPA99/version2003] (Art.5.2)

↗ $G+Q \pm E$ (Poutre)

↗ $0,8G \pm E$ (Portique contreventé par des voiles)

↗ $G+Q \pm 1,2 E$ (Poteaux)

Avec : $\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme} \end{cases}$

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1 – introduction :

Le **prédimensionnement** consiste en une **première estimation des dimensions** des éléments constitutifs de la structure (planchers, poutres, poteaux, etc.). Son objectif principal est de **garantir la stabilité générale de l'ouvrage**.

Les éléments de la structure sont ainsi pré-dimensionnés de manière à pouvoir résister aux différentes sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : liées aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.
- **Sollicitations horizontales** : principalement dues aux actions sismiques.

Le pré-dimensionnement est effectué conformément aux règles en vigueur, notamment **les normes B.A.E.L 91, RPA 99 version 2003, et le DTR**.

II.2- Pré dimensionnement des éléments :

- L'organigramme de ce travail :

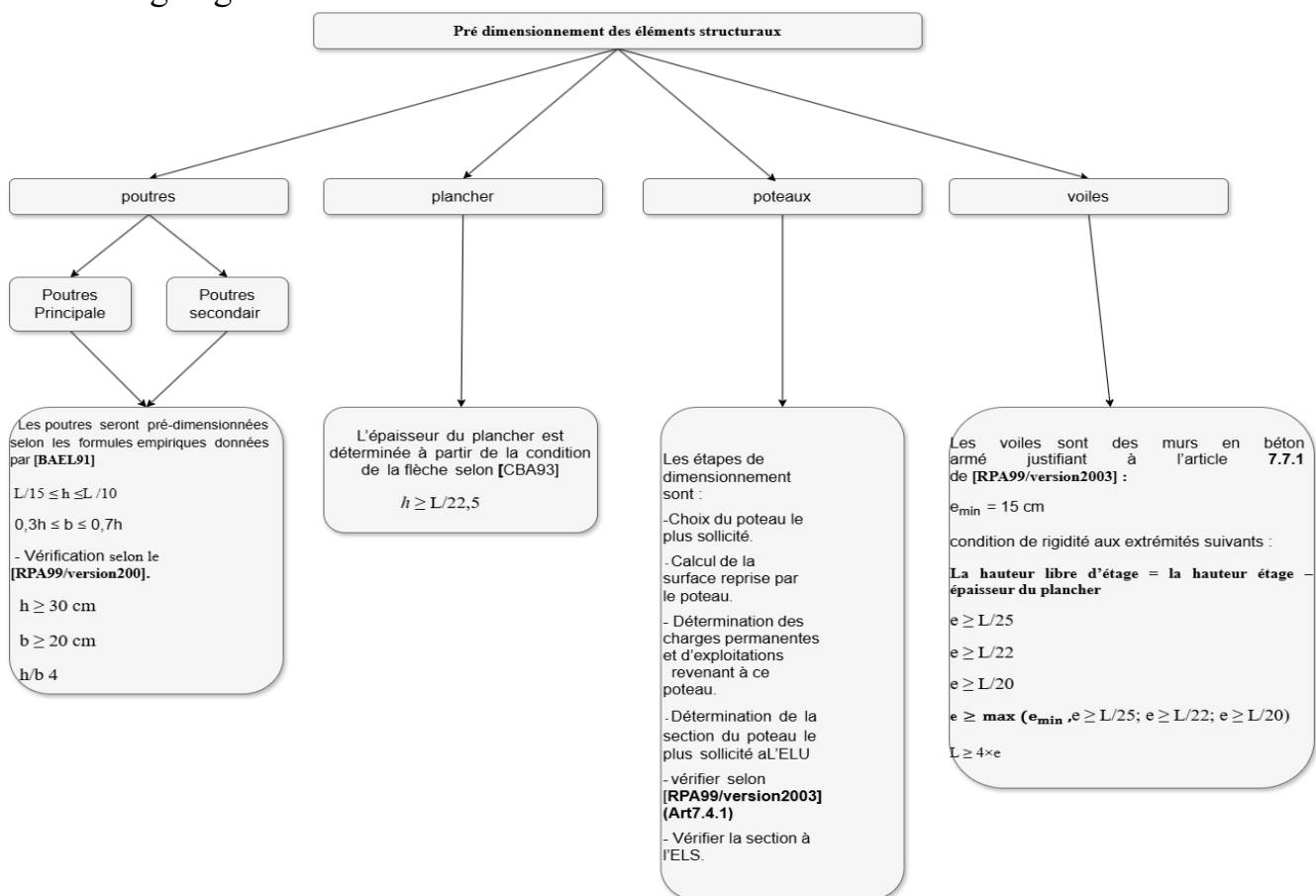


Figure II-1 : L'organigramme de travail

II.2.1 - Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version200

D'après le BAEL91 :

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

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

II.2.1.a- Poutres principales :

La plus grande portée dans le sens longitudinal :

$$L = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm} \longrightarrow \boxed{h = 40} \text{ cm}$$

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

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \longrightarrow \boxed{b = 40} \text{ cm}$$

On prend : h = 40cm, b = 40 cm

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} < 4$$

Donc :

$$h = 40 > 30 \text{ cm} , b = 40 > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \text{(Conditions satisfaites)}$$

Suite aux calculs précédents et aux conditions du RPA 99/version 2003, on peut adopter : **(40x40) cm²**

II.2.1.b. Poutres secondaires :

- La plus grande portée dans le sens transversal :

$$L = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$31,6\text{cm} \leq h \leq 47,5\text{cm} \longrightarrow \boxed{h = 40} \text{ cm}$$

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

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \longrightarrow \boxed{b = 40} \text{ cm}$$

- On prend : $h = 40 \text{ cm}$ $b = 40 \text{ cm}$

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm}, \quad b \geq 20 \text{ cm}$$

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

Donc :

$$h = 40 > 30 \text{ cm}, \quad b = 40 > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \quad (\text{Conditions satisfaites})$$

Suite aux calculs précédents et aux conditions du RPA 99/version 2003, on peut adopter :

(40x40) cm²

II.2.2- Prédimensionnement des planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche selon [CBA93]

$$h \geq \frac{L_{ps} - b_{pp}}{22,5}$$

h : épaisseur du plancher

L : portée maximale dans le sens des poutrelles (entre nus des poutrelles)

$$\text{Donc : } L_{\max} = 480 - 2 \times 20 = 440 \text{ cm}$$

$$\left(h \geq \frac{L}{22,5}\right) \Leftrightarrow \left(h \geq \frac{440}{22,5}\right)$$

$$\Leftrightarrow (h \geq 20)$$

Donc : $h = 21 \text{ cm}$

On adopte un plancher de type (16 + 5) cm

II-2-3. Evaluation des charges et des surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible :

Matériau	épaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Couche de gravillon roulé	4 cm	0,8
Étanchéité multicouche	2 cm	0,12
Isolation thermique à liège	4 cm	0,16
Forme de pente en béton	5 cm	1,54
Plancher à corps creux (16+5) cm	Pour une hauteur 16+5	2,80
Enduit en plâtre (2 cm)		0,20
La charge permanente : G_{ter}		5,62

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).

La charge d'exploitation : $Q_{ter} = 1 \text{ KN/m}^2$

- Planchers étages courants :

Matériau	épaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2cm	0,4
Mortier de pose	2 cm	0,4
Sable fin pour mortier	2 cm	0,36
Plancher à corps creux	16+5	2,80
Enduit en plâtre	2 cm	0,20
Cloisons en briques creuses	10cm	0,90
La charge permanente : $G_{courant}$	Totale des charges	5,06

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.

- La charge d'exploitation : $Q_{courant} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.2.4- Prédimensionnement des poteaux :

- Choix du poteau le plus sollicité :

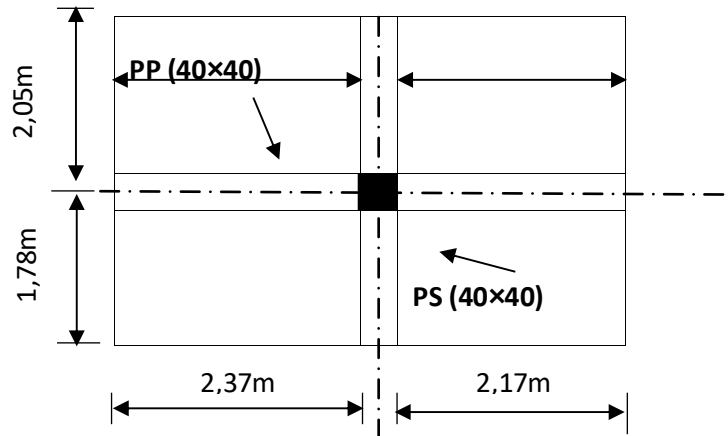


Figure II.2:Section du poteau le plus sollicité

- Calcul de la surface afférente du poteau le plus sollicité :

$$S = \left(\frac{4,1+3,65}{2} \right) \times \left(\frac{4,75+4,35}{2} \right)$$

$$S = 17,63 \text{ m}^2$$

- Calcul de l'effort normal (N_u) sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35NG + 1,5NQ$$

NG comprend les charges suivantes :

a – Le poids des planchers terrasse et courants :

$$(G_{\text{terrasse}} + 5 G_{\text{courant}}). S = (5,62 + 5 \times 5,06). 17,63$$

$$= 545,16 \text{ KN}$$

b – Le poids des poutres principales et secondaires :

$$G_{pp} = \gamma_{BA} b. h. L. n = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,875 \times 6 = 93 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = \gamma_{BA} b. h. L. n = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 4,55 \times 6 = 109,2 \text{ KN}$$

Avec :

n : nombre de planchers

L : longueur totale des poutres (principales ou secondaires) à l'intérieur de la surface afférente

$$\text{Donc : } NG = 545,16 + 93 + 109,2 = 747,36 \text{ KN}$$

- Effort normal du aux charges d'exploitation : N_Q (sur la surface afférente)

$$N_Q = Q_{\text{totale}} \times S$$

D'après le DTR B.C.2.2.5 comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression qui fonctionne en nombre d'étages. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage $n \geq 5$. Dans notre cas la loi de dégression n'est pas applicable car on a 4 étages.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$), on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d'étages.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- Dégression des surcharges :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
T	Q_0	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1
5	Q_1	$N_{q1}=q_0+q_1$	2,5
4	Q_2	$N_{q2}=q_0+0.95(q_1+q_2)$	3,85
3	Q_3	$N_{q3}=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
2	Q_4	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
1	Q_5	$N_{q5}=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
RDC	Q_6	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75

Tableau.II.3 : Dégression en fonction du nombre d'étage.

Donc :

$$N_Q = Q_{\text{totale}} \times S = 7,75 \times 17,63 = \mathbf{136.64\text{KN}}$$

Alors :

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 747,36 + 1,5 \times 136.64 = \mathbf{1213,9\text{ KN}}$$

- Majoration de l'effort normal :

On évalue la charge verticale par l'unique combinaison : $N_u = (1,35G + 1,5Q)$, puis on effectue les majorations de charge réglementaires [BAEL91] (B.8.1) dans le cas où l'on ne tient pas compte de la continuité dans le calcul des efforts de réaction transmis aux poteaux selon le tableau suivant

Bâtiment à deux travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux centraux	15%
Bâtiment à plus de trois travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux intermédiaire voisin des poteaux de rive	10%
	Poteaux centraux	15%

Tableau II.4 : Récapitulatif les majorations des efforts de compression.

$$Nu = 1,10 \times 1213,9 = \boxed{1335,29KN}$$

- Détermination de la section transversale du poteau (a x b) :

a - Détermination de "a" :

La longueur de flambement : $Lf = 0,7 \times L0$

$$L'élancement : \lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{(0,7 \times l0)}{i}$$

$$\text{Ou } i \text{ est le rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section

B : aire de la section de béton

- Elles compensent le fait de négliger les effets du second ordre (flambement) en minorant la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient réducteur fonction de l'élancement :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \\ \text{Soit } \beta = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \\ \text{Soit } \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

On doit dimensionner les poteaux en négligeant le flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{(0,7 \times l0)}{i}$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0,289. a$$

On a :

$$L0 = 306 \text{ cm} ; Lf = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214,2}{0,289 \times a} < 50 \Rightarrow a \geq \frac{210}{(50 \times 0,289)} = 14,82 \text{ cm}$$

On adopte : **a = 40 cm**

- Détermination de "b" :

Selon les règles [BAEL91] (Art B.8.4.1) , l'effort normal ultime N_U agissant dans le poteau

Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Pour une section rectangulaire (a x b), une aire réduite vaut :

$$Br = (a - 2 \text{ cm})(b - 2 \text{ cm}) = (40 - 2 \text{ cm})(b - 2 \text{ cm}) = 38. (b - 2) \text{ cm}^2$$

Selon le RPA 99/version 2003 :

$$As = 0,7\% Br \dots \dots \dots (zone I)$$

$$As = 0,7 / 100 \times 38(b - 2) = 0,266. (b - 2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow 214,2 / 0,29 \times 40 = 24,62 < 50$$

$$\text{Et : } \alpha = 0,85 / 1 + 0,2(24,14 / 35)^2$$

$$= 0,773$$

Sachant que :

– Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$

– Pour l'acier : HAFeE400 (armatures longitudinales), $\gamma_s = 1,15$

On a :

$$1335,29 \leq 0,773 \left[\frac{38(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1 \times 1,5} + \frac{0,266(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$b \geq \frac{2264144969}{95553622} = 23,7 \text{ cm}$$

On adopte : **b = 40 cm**

- Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

D'après le [RPA99/version2003](Art.7.4.1) les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25 \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(40, 40) = 40 \geq 25 \\ \text{Min}(40, 40) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ 0.25 < \frac{40}{40} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

(Condition Vérifiée)

- **Récapitulatif des résultats :**

Plancher à corps creux		Poutre Secondaire		Poutre Principale		Poteaux	
<i>Corps Creux (cm)</i>	Dalle de compression (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	b (cm)	a (cm)
16	5	40	40	40	40	40	40

Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats

II.2.5- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, conçus non seulement pour reprendre une partie des charges verticales, mais surtout pour assurer la stabilité de la structure face aux charges horizontales, notamment celles engendrées par le vent et les séismes.

D'après le [RPA99/version2003](Art7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $(L \geq 4e)$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaire.

Avec :

- **L** : longueur de voile.

- **e** : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. 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 indiquées à la figure II.

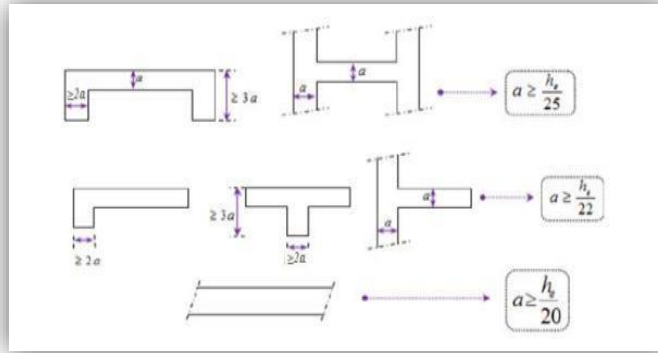


Figure II.3 : Coupe de voiles en plan. [RPA99/version2003]

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99/version2003] :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$ (Elle est la même pour tous les niveaux) et de condition de rigidité aux extrémités suivants :

La hauteur libre d'étage = la hauteur étage – épaisseur du plancher

$$\text{La hauteur libre d'étage} = 3,06 - 0,20 = \boxed{2,86 \text{ m}}$$

$$\begin{cases} e = \frac{h_e}{25} = 11,44 \text{ cm} \\ e = \frac{h_e}{22} = 13 \text{ cm} \\ e = \frac{h_e}{20} = 14,30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \longrightarrow e \geq \max (15 ; 11,44 ; 13 ; 14,3)$$

$$\text{On prend : } e = \boxed{20 \text{ cm}}$$

Chapitre III :

Etude des planchers

III.1-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction : Celle de la résistance et Celle d'isolation thermique et acoustique

La structure analysée comprend des planchers à corps creux. Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) ainsi que d'éléments de remplissage en hourdis, le tout recouvert d'une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

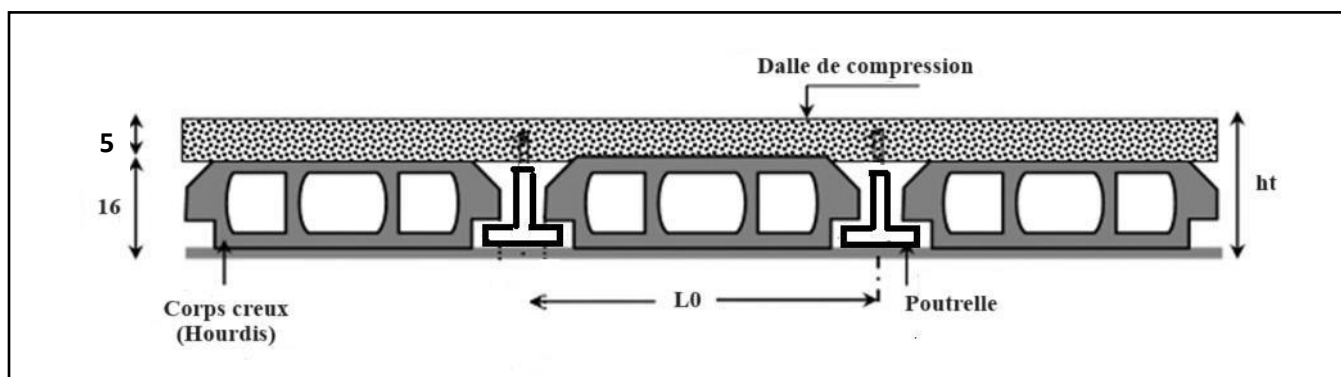


Figure III-1 : Plancher en corps creux

III.2-Dimensions des poutrelles :

On a un seul type de planchers à corps creux $ht=21$ cm

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : Corps creux} \\ 5 \text{ cm : dalle de compression.} \end{array} \right.$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

$\left\{ \begin{array}{l} ht = 21 \text{ cm : Hauteur du plancher} \\ h_0 = 5 \text{ cm : Epaisseur de la dalle de compression} \\ b_0 = 12 \text{ cm : Largeur de nervure.} \end{array} \right.$

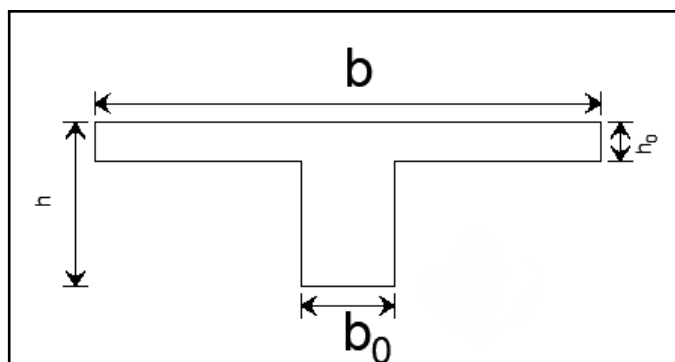


Figure III-2 : schème des poutrelles

III.3 - Calcul des poutrelles :

III.3.1- Méthodes de calcul :

Il existe différentes méthodes pour calculer les poutrelles :

- 1- La méthode forfaitaire.
- 2- La méthode des trois moments.
- 3- La méthode de Caquot.

III.3.1.1-Méthode Forfaitaire [BAEL91]

La méthode forfaitaire repose sur l'évaluation des moments maximaux en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moment dans la travée isostatique de référence).

Domaine d'application

Les hypothèses suivantes sont prises en compte :

a) La méthode s'applique aux **constructions courantes**, où la charge d'exploitation ne dépasse pas **deux fois la charge permanente** ou **5000 N/m²**, soit :

$$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

b) Les **moments d'inertie** des sections transversales sont **identiques** dans toutes les travées continues.

c) Le **rapport des portées successives** est compris entre **0,8 et 1,25**.

d) La **fissuration** n'affecte pas la résistance du béton armé ni celle de ses revêtements.

Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode permet d'évaluer les **moments maximaux** en travées et sur appuis en fonction de **M_0** , qui correspond aux moments de la **travée isostatique de référence**.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée soumise à la compression.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_t : Le moment maximal dans la travée analysée.

$$M_t \geq \max \left[\max \{1,05 ; (1+0,3\alpha)M\} - \frac{M_w + M_e}{2} ; \begin{cases} \frac{1+0,3\alpha}{2} (\text{pour intermédiaire}) \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} (\text{pour rive}) \end{cases} \right]$$

M_w et **M_e** : Valeurs absolues des moments aux appuis gauche (w) et droit (e) dans la travée considérée.

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

Effort tranchant :

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

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

III.3.1.2- La méthode des trois moments :

La méthode des trois moments est une méthode bien adaptée pour la résolution des poutres continues, établie à partir de la méthode des forces. Elle consiste à découper une poutre continue en travées indépendantes, et faire introduire des moments sur appuis (M_i) comme des inconnus hyperstatiques. La rotation de chaque appui intermédiaire de la poutre continue est nulle, c'est la condition de compatibilité des déformations

- **Principe de la méthode des trois moments :**

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis. Il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstaticité :

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires

$$d = r - 3$$

r : le nombre de liaisons (réactions)

Ou bien :

$$d = n_a - 3$$

n_a: le nombre d'appui

Pour les poutres continues à plusieurs appuis ;

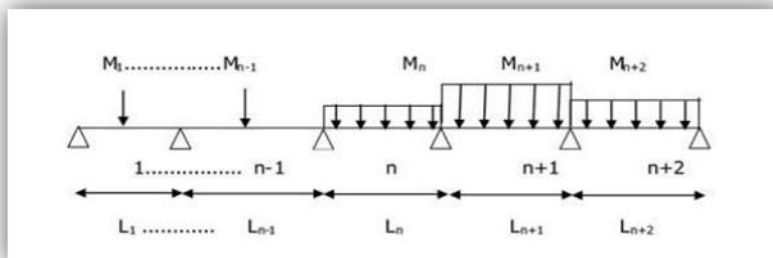


Figure III.3 : poutres continues à plusieurs appuis

Le théorème des trois moments est applicable à trois types de chargement. Cette équation est appelée équation de Clapeyron. L'équation de la relation au niveau des appuis dans le cas d'une poutre uniformément répartie est :

$$-6EI\theta' = -6EI\theta'' = -q \frac{l^3}{4}$$

Si toutes les travées de la poutre ont la même rigidité la relation devient :

$$M_{i-1}l_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i)M_i + M_{i+1}l_i = -6EI(\varphi_{ig} + \varphi_{id})$$

III.3.2- Calcul des poutrelles de plancher :

1 - Plancher Etage courant :

$$q_u = 1,35 G + 1,50 Q$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

La charge totale supportée par le plancher :

$$q_u = 1,35 G + 1,50 Q = 9,07 \text{ KN/m}^2$$

La charge totale supportée par les poutrelles :

$$q_u = 9,07 \times 0,65 = 5,9 \text{ KN/m}$$

Calcul à L'ELU :

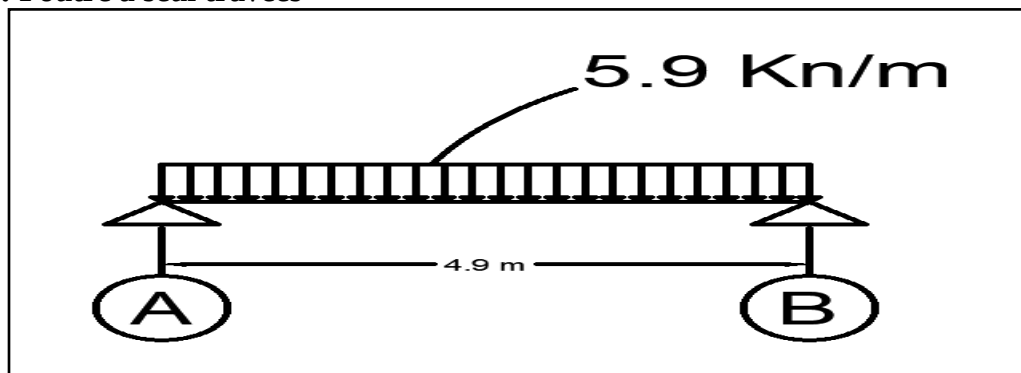
Type I : Poutre à seul travées

Figure III.4: Poutre à seul travées du plancher Etage courant

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (4.9)^2}{8} = 17,7 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis:

a -Appuis rive :

$$M_{ar} = 0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times 17,7 = 3,54 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t \geq \max \left[\text{Max} \{ 1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}; \begin{cases} \frac{1+0,3\alpha}{2} (\text{pour intermediar}) \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} (\text{pour rive}) \end{cases} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,228 \\ 1 + 0,3\alpha = 1,07 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{array} \right.$$

- Moment en travée « AB»: travée de rive :

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 15,39 \\ 11,15 \end{array} \right\} \rightarrow M^{AB} = 15,39 \text{ KN.m}$$

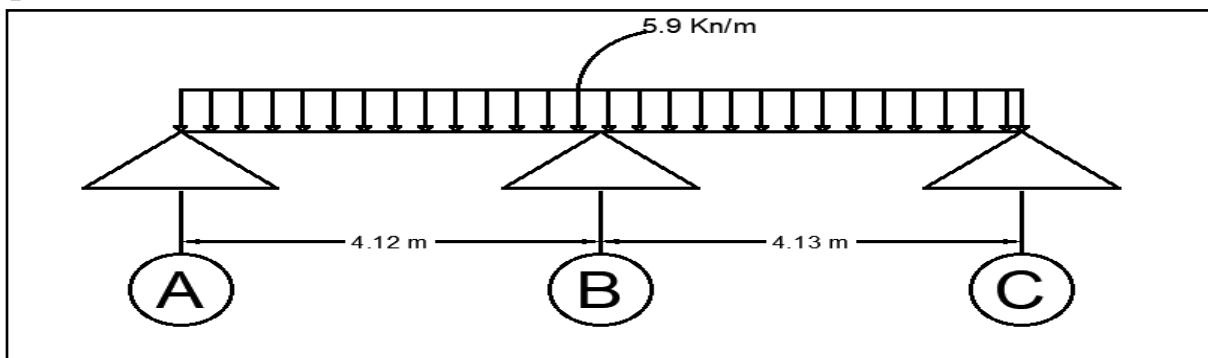
Type II : Poutre à deux travées

Figure III.5 :Poutre à deux travées du plancher Etage courant

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Poutrelle a inerties transversale constantes $\rightarrow$ *condition vérifiée.*

3- Les rapports des portées successives sont compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,12}{4,13} = 0,99 < 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

Les 4 conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,9 \times (4,12)^2}{8} = \boxed{12,52 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,9 \times (4,13)^2}{8} = \boxed{12,59 \text{ KN.m}}$$

- Calcul des moments sur appuis:**a -Appuis rive :**

$$M_{ar} = 0,2 \times M_{0AB} = 0,2 \times 12,52 = \boxed{2,50 \text{ KN.m}}$$

b - Appuis int :

$$M_{int} = 0,6 \times M_{0BC} = 0,6 \times 12,59 = \boxed{7,55 \text{ KN.m}}$$

- Moment en travée :

$$M_t \geq \max \left[\text{Max} \{ 1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}; \begin{cases} \frac{1+0,3\alpha}{2} (\text{pour intermédiaire}) \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} (\text{pour rive}) \end{cases} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,228 \\ 1 + 0,3\alpha = 1,07 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{array} \right.$$

- Moment en travée « AB »: travée de rive :

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8,37 \\ 7,88 \end{array} \right\} \rightarrow M^{AB} = 8,37 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée « BC »: travée intermédiaire :

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

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8,44 \\ 7,93 \end{array} \right\} \rightarrow M^{AB} = 8,44 \text{ KN.m}$$

Type III : Poutre à cinq travées

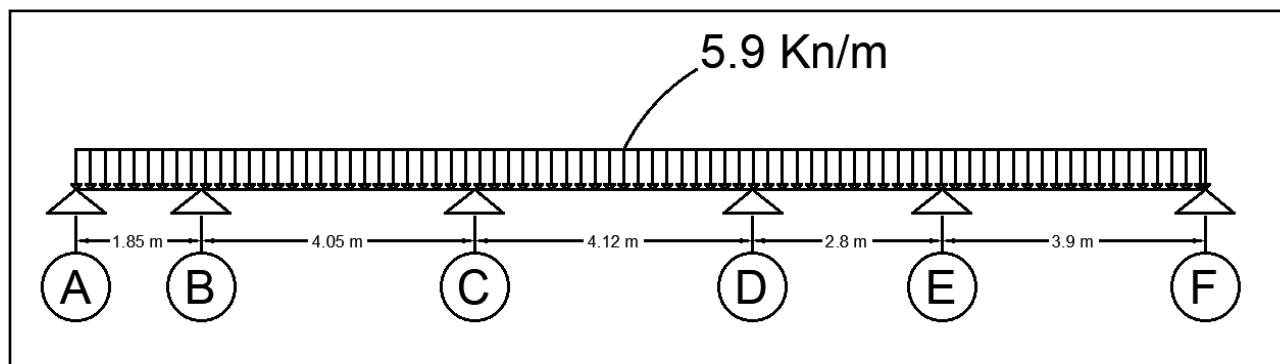


Figure III.6 : Poutre à cinq travées du plancher Etage courant

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Poutrelle a inerties transversale constantes $\rightarrow$ condition vérifiée.

3- Les rapports des portées successives sont compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

La 3^{em} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc on propose pour le calcul la méthode des trois moments 'RDM'

Si toutes les travées de la poutre ont la même rigidité EI la relation devient :

$$M_{i-1}l_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i)M_i + M_{i+1}l_i = -6EI(\varphi_{ig} + \varphi_{id})$$

Avec : $-6EI\theta = -6EI\theta = -q \frac{L^3}{4}$

Travée AB et BC :

$$1,85 MA + 2(1,85 + 4,05) MB + 4,05 MC = -\frac{5,9}{4}(1,85^3 + 4,05^3) \dots\dots\dots 1$$

Avec MA = 0

Travée BC et CD :

$$4,05 MB + 2(4,05 + 4,12) MC + 4,13 MD = -\frac{5,9}{4}(4,12^3 + 4,05^3) \dots\dots\dots 2$$

Travée CD et DE :

$$4,12 MC + 2(4,12 + 2,8) MD + 2,8 ME = -\frac{5,9}{4}(4,12^3 + 2,8^3) \dots\dots\dots 3$$

Travée DE et EF :

$$2,8 MD + 2(2,8 + 3,9) ME + 3,9 MF = -\frac{5,9}{4}(2,8^3 + 3,9^3) \dots\dots\dots 4$$

Avec MF=0

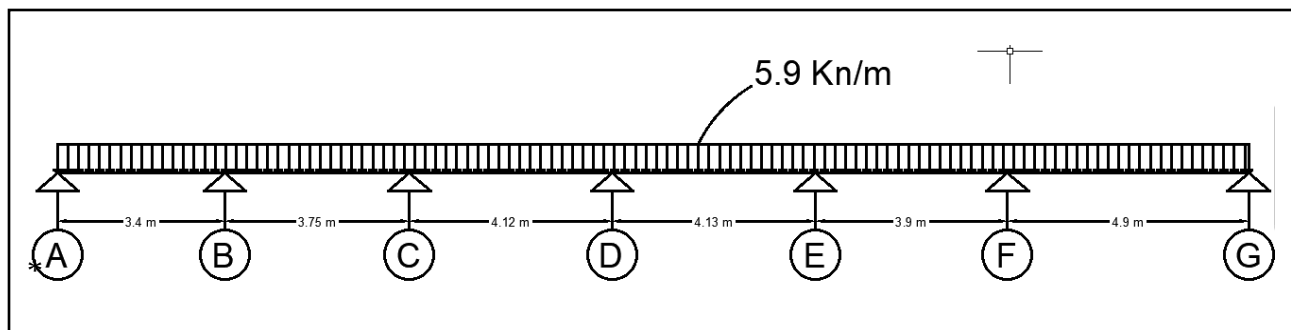
D'après les trois équations résoudre le système :

$$M_A = 0 \text{ KN.m} ; M_B = -5,83 \text{ KN.m} ; M_C = -9,5 \text{ KN.m} ; M_D = -5,38 \text{ KN.m} ;$$

$$M_E = -7,82 \text{ KN.m} ; M_F = 0 \text{ KN.m}$$



Figure III.7 : Diagramme des moments à poutre de cinq travées

Type IV : Poutre à six travées**Figure III.8 :Poutre à six travées du plancher Etage courant****- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 10, 12 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Poutrelle a inerties transversale constantes $\rightarrow$ *condition vérifiée.*

3- Les rapports des portées successives sont compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4 - Fissuration peu préjudiciable.

Les 4 conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (3.4)^2}{8} = 8.53 \text{ KN. m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (3.75)^2}{8} = 10.38 \text{ KN. m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (4.12)^2}{8} = 12.52 \text{ KN. m}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (4.13)^2}{8} = 12.59 \text{ KN. m}$$

$$M_{0EF} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (3.9)^2}{8} = 11.22 \text{ KN. m}$$

$$M_{0FG} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.9 \times (4.9)^2}{8} = 17.72 \text{ KN. m}$$

- Calcul des moments sur appuis:

a -Appuis rive :

$$M_{ar}(A) = 0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times 8.53 = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar}(G)=0.2 \times M_{0FG}=0.2 \times 17.72 = 3,54 \text{ KN.m}$$

b - Appuis int :

$$M_{int}(B)=0.6 \times M_{0BC}=0.6 \times 10.38 = 5,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{int}(C)=0.6 \times M_{0CD}=0.6 \times 12,52 = 5,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{int}(D)=0.6 \times M_{0DE}=0.6 \times 12,59 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{in}(E)_i=0.6 \times M_{0EF}=0.6 \times 12,59 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{in}(F)_t=0.6 \times M_{0EF}=0.6 \times 17,73 = 8,86 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t \geq \max \left[\text{Max} \{ 1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}; \begin{cases} \frac{1+0,3\alpha}{2} (\text{pour intermédiaire}) \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} (\text{pour rive}) \end{cases} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,228 \\ 1 + 0,3\alpha = 1,07 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{array} \right.$$

- Moment en travée « AB »: travée de rive :

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

$$M^{AB} = 5.67 \text{ KN. m}$$

- Moment en travée «BC »: travée intermédiaire :

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

$$M^{BC} = 6 \text{ KN. m}$$

- Moment en travée «CD »: travée intermédiaire :

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

$$M^{CD} = 8.36 \text{ KN. m}$$

- Moment en travée «DE »: travée intermédiaire :

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

$$M^{DE} = 8.41 \text{ KN. m}$$

- Moment en travée «EF»: travée intermédiaire :

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

$$M^{EF} = 6 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée «FG»: travée de rive :

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

$$M^{FG} = 12.73 \text{ KN.m}$$

Résumé des résultats :

	Type de travée	Travée	L (m)	ELU				ELS			
				$q_u = 5,90 \text{ KN/ml}$				$q_s = 4,26 \text{ KN/ml}$			
				M_0	M_t	M_w	M_e	M_0	M_t	M_w	M_e
Méthode forfaitaire	1	AB	4,9	17,72	15,39	3,54	3,54	12,8	1,12	2,56	2,56
		BC	4,12	12,52	8,36	2,50	7,55	9,05	6,04	1,81	5,45
	2	BC	4,13	12,59	8,41	7,55	2,52	9,09	6,08	5,45	1,81
Méthode 3 moments	3	AB	1,85	2,53	0,45	0	-5,83	1,84	0,32	0	-4,21
		BC	4,05	12,11	4,5	-5,83	-9,5	8,82	3,25	-4,21	-6,86
		CD	4,12	12,53	5,16	-9,5	-5,38	9,13	3,72	-6,86	-3,88
		DE	2,8	5,79	-0,45	-5,38	-7,82	4,22	-0,54	-3,88	-5,65
		EF	3,9	11,23	7,65	-7,82	0	8,18	5,52	-5,65	0
Méthode forfaitaire	4	AB	3,4	8,53	5,67	1,71	5,19	6,16	4,09	1,23	3,75
		BC	3,75	10,38	5,99	5,19	5,01	7,50	4,33	3,75	3,62
		CD	4,12	12,52	8,36	5,01	5,03	9,05	6,04	3,62	3,64
		DE	4,13	12,59	8,41	5,03	5,03	9,09	6,08	3,64	3,64
		EF	3,9	11,22	6,00	5,03	8,86	8,11	4,33	3,64	6,40
		FG	4,9	17,72	12,73	8,86	3,54	12,80	9,20	6,40	2,56

Tableau III.1: Récapitulatif les moments et les efforts tranchant pour Etage courant (ELU et ELS)

2 - Plancher terrasse :

$$q_u = 1,35 G + 1,50 Q$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.62 \text{ KN/m}^2$$

La charge totale supportée par le plancher :

$$q_u = 1,35 G + 1,50 Q = 9,08 \text{ KN/m}^2$$

La charge totale supportée par les poutrelles :

$$q_u = 9,07 \times 0,65 = 5,9 \text{ KN/m}$$

Calcul à L'ELU :

La dernière condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc on propose pour le calcul la méthode des trois moments 'RDM'

Type I : Poutre à seul travées

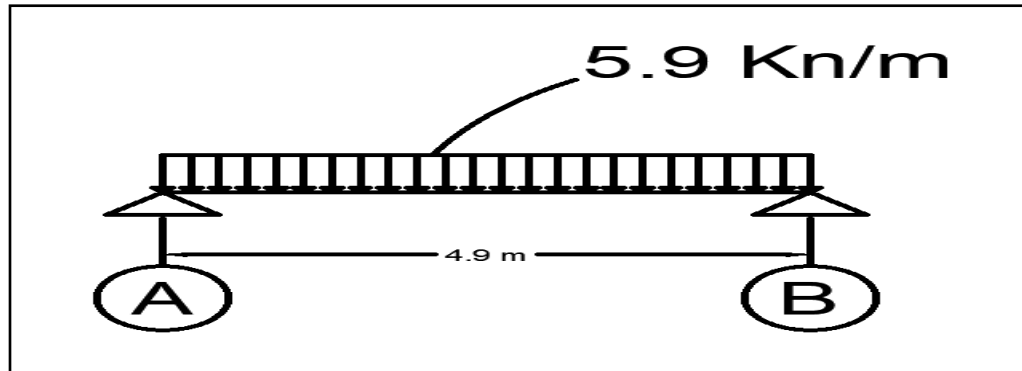


Figure III.9 :Poutre à seul travées du plancher terrasse

$$M_A = M_B = 0 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 17,7 \text{ KN.m}$$

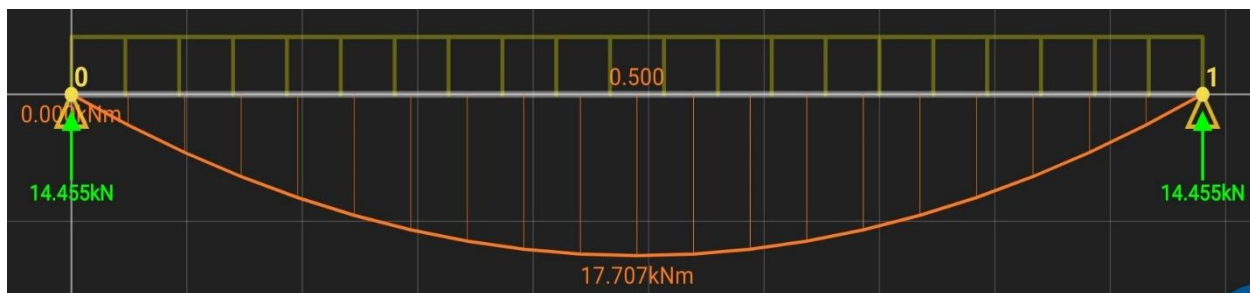


Figure III.10 :Diagramme des moments poutre de seule travée

Type II : Poutre à deux travées

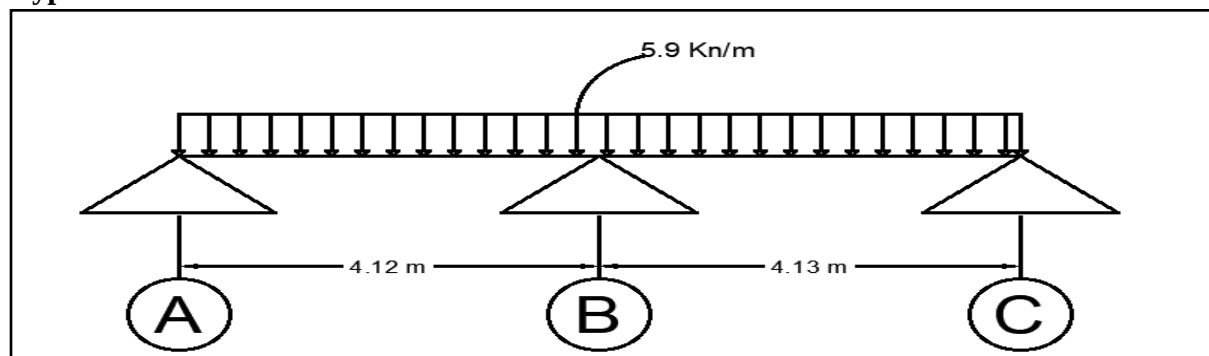


Figure III.11 :Poutre à deux travées du plancher Terrasse

Le calcul se fait la formule

$$4,12 M_A + 2(4,12 + 4,13) M_B + 4,13 M_C = -\frac{5,9}{4} (4,12^3 + 4,13^3)$$

$$4,12 M_A + 16,5 M_B + 4,13 M_C + 207,06 = 0$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m et } M_C = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace M_A et M_C dans l'équation : $M_B = -12,55 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{AB} = 7,03 \text{ KN.m} \\ M_{BC} = 7,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Figure III.12 :Diagramme des moments poutre de deux travées

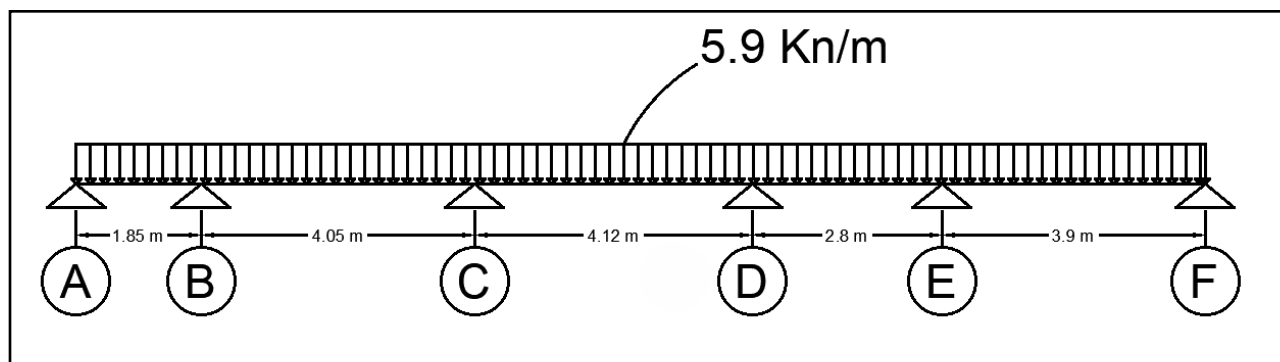
Type III : Poutre à cinq travées

Figure III.13 :Poutre à cinq travées du plancher terrasse

Travée AB et BC :

$$1,85 M_A + 2(1,85 + 4,05) M_B + 4,05 M_C = -\frac{5,9}{4} (1,85^3 + 4,05^3) \dots\dots\dots 1$$

Avec $M_A = 0$ **Travée BC et CD :**

$$4,05 M_B + 2(4,05 + 4,12) M_C + 4,13 M_D = -\frac{5,9}{4} (4,12^3 + 4,05^3) \dots\dots\dots 2$$

Travée CD et DE :

$$4,12 M_C + 2(4,12 + 2,8) M_D + 2,8 M_E = -\frac{5,9}{4} (4,12^3 + 2,8^3) \dots\dots\dots 3$$

Travée DE et EF :

$$2,8 M_D + 2(2,8 + 3,9) M_E + 3,9 M_F = -\frac{5,9}{4} (2,8^3 + 3,9^3) \dots\dots\dots 4$$

Avec $M_F = 0$

D'après les trois équations résoudre le système :

$$M_A = 0 \text{ KN.} ; M_B = -5,83 \text{ KN.m} ; M_C = -9,5 \text{ KN.m} ; M_D = -5,38 \text{ KN.m} ;$$

$$M_E = -7,82 \text{ KN.m} ; M_F = 0 \text{ KN.m}$$



Figure III.14 :Diagramme des moments à poutre de cinq travées

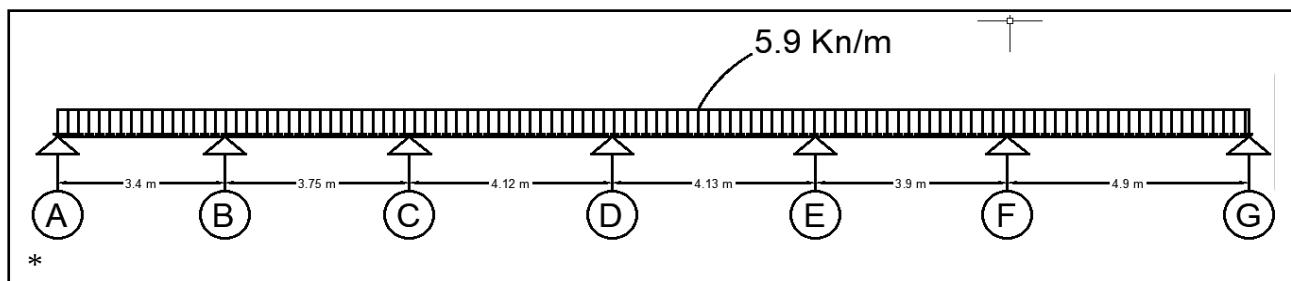
Type IV : Poutre à six travées

Figure III.15 :Poutre à six travées du plancher terrasse

Travée AB et BC :

$$3,4 M_A + 2(3,4 + 3,75) M_B + 4,05 M_C = -\frac{5,9}{4} (3,4^3 + 3,75^3)$$

Avec $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Travée BC et CD :

$$3,75 M_B + 2(3,75 + 4,12) M_C + 4,13 M_D = -\frac{5,9}{4} (3,75^3 + 4,12^3)$$

Travée CD et DE :

$$4,12 M_C + 2(4,12 + 4,13) M_D + 2,8 M_E = -\frac{5,9}{4} (4,12^3 + 4,13^3)$$

Travée DE et EF :

$$4,13 M_D + 2(4,13 + 3,9) M_E + 3,9 M_F = -\frac{5,9}{4} (4,13^3 + 3,9^3)$$

Travée EF et FG :

$$3,9 M_E + 2(4,9 + 3,9) M_F + 3,9 M_G = -\frac{5,9}{4} (4,9^3 + 3,9^3)$$

Avec $M_G = 0 \text{ KN.m}$

D'après les trois équations résoudre le système :

$$M_A = 0 \text{ KN.} ; M_B = -7,58 \text{ KN. m} ; M_C = -7,3 \text{ KN. m} ; M_D = -9,15 \text{ KN. m} ;$$

$$M_E = -6,3 \text{ KN. m} ; M_F = 13,43 \text{ KN.m} ; M_G = 0 \text{ KN.m}$$



Figure III.16 :Diagramme des moments à poutre de six travées

Tableau III.2 :Récapitulatif les moments et les efforts tranchant terrasse (ELU et ELS)

Type de travée	Travée	L (m)	ELU			ELS		
			$q_u = 5,90 \text{ KN/ml}$			$q_s = 4,26 \text{ KN/ml}$		
			M_t	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e
1	AB	4,9	17,7	0	0	12,8	0	0
2	AB	4,12	7,03	0	-12,55	5,07	0	-9,06
	BC	4,13	7,09	-12,55	0	5,12	-9,06	0
3	AB	1,85	0,45	0	-5,83	0,32	0	-4,21
	BC	4,05	4,5	-5,83	-9,5	3,25	-4,21	-6,86
	CD	4,12	5,16	-9,5	-5,38	3,72	-6,86	-3,88
	DE	2,8	-0,45	-5,38	-7,82	-0,54	-3,88	-5,65
	EF	3,9	7,65	-7,82	0	5,52	-5,65	0
4	AB	3,4	5,15	0	-7,58	3,72	0	-5,5
	BC	3,75	2,93	-7,58	-7,3	2,12	-5,5	-5,26
	CD	4,12	4,31	-7,3	-9,15	3,11	-5,26	-6,6
	DE	4,13	4,9	-9,15	-6,30	3,53	-6,6	-4,55
	EF	3,9	1,63	-6,30	-13,43	1,18	-4,55	-9,7
	FG	4,9	11,63	-13,43	0	8,4	-9,7	0

III.3.3 -Ferraillage des poutrelles :

1- Plancher Etage courant :

- Les sollicitations maximales : pour calcul le ferraillage

AL'ELU:

-Ferraillage longitudinal :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 21 = 18.9 \text{ cm} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.17 \times 4 \times 65 \times \left(18.9 - \frac{4}{2}\right) = 62.26 \text{ KN.m}$$

$(M_{tb} > M_{t \max}) \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, et le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

- En travée :

$$M_{tmax} = 17,7 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{17,7 \times 10^3 (N)}{65 (cm) \times (18,9)^2 (cm) \times 14.17 (MPa)} = \boxed{0.053} < \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))] = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\mu = 0,053$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,068}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,972}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d\sigma_s} = \frac{17,7 \times 10^3}{0.972 \times 18,9 \times 348} = \boxed{2,76 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{18,9 \times 65 \times 2,1}{400} = \boxed{1,41 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = 2,91 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } A_s : 3T12 \text{ p.m} = \boxed{3,39 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

- Sur appuis intermédiaires :

le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12x21) cm²

$$M_{a_{int}} = 8.86 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

$$\mu = \frac{M_{a_{int}}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{8.86 \times 10^3}{12 \times (18,9)^2 \times 14.17} = \boxed{0.146} < \mu_l = 0,392 \text{ A' } \nexists$$

$\Rightarrow A' = 0$ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,146$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,198}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,921}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d\sigma_s} = \frac{8,86 \times 10^3}{0.912 \times 18,9 \times 348} = \boxed{1,47 \text{ cm}^2}$$

De tableau de section : 2T12 (soit 2,26 cm²)

- Sur appuis de rive :

$$M_{a_{rive}} = 0,2M_{0_{max}} = 0,2 \times 17,7 = 3,54$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

$$\mu = \frac{M_{a_{int}}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^3}{12 \times (18,9)^2 \times 14.17} = \boxed{0.058} < \mu_l = 0,392 \text{ A' } \nexists$$

0.392 $\Rightarrow A' = 0$ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,058$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,074}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{3,54 \times 10^3}{0,970 \times 18,9 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

De tableau de section : **1T10 (soit 0,79 cm²)**

- Calcul des armatures transversals :

2. a-Détermination du diamètre des armatures transversales : Selon [BAEL91]

$$\Theta \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Theta_{\min} ; \frac{b_0}{10} \right) (\text{mm})$$

$$\Theta \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right)$$

$$\Theta \leq \min (5,71 ; 10 ; 12)$$

$$\Theta \leq 5,71$$

$$\Theta = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi D^2}{4} = 28,27 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_t = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : **$A_t = 2\phi 6 \text{ p. m (0,56 cm}^2/\text{ml)}$**

2. b- Espacement des cadres : Selon [BAEL91]

$$St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

- La section des armatures transversales :

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} \times \frac{Fe}{\gamma_s} \geq \frac{(\tau_u \cdot h/2) - (0,3K \times Ftj)}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

- $k = 1$: (flexion simple)

$$- f_{tj} = \min(f_{tj}, 3,3) \text{ MPa} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$- f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$\tau_u \cdot h/2 = \frac{T_u \cdot h/2}{b_0 \times d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant T_u ($h/2$) par la méthode des triangles semblables :

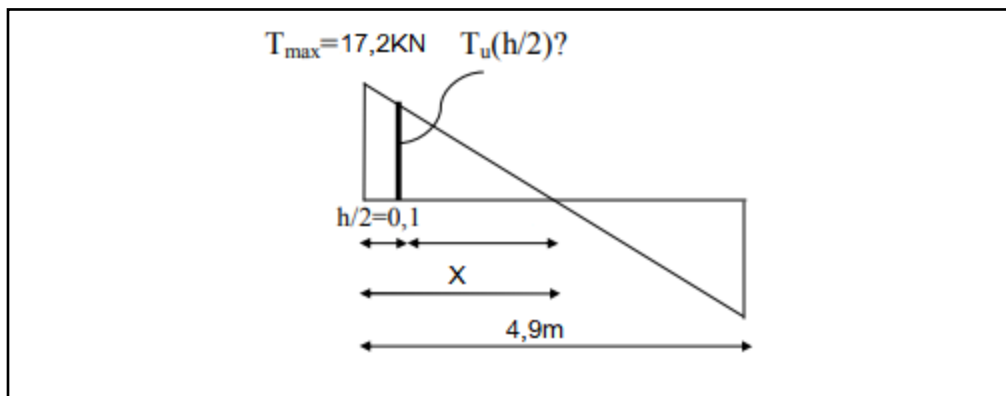


Figure III-17 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{\tau_u \cdot h/2}{X \cdot h/2} \rightarrow T_u \cdot h/2 = \frac{T_{max} \cdot [X \cdot \frac{h}{2}]}{X}$$

• On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 2,91 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,91 - 0,1 = 2,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 17,2 \cdot 2,81/2,91 = 16,6 \text{ kN}$$

$$T_u(h/2) = 16,6 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (16,6 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,189) = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{((0,73) - (0,3 \times 2,1)) \cdot 12 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 235}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6,52 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots 1$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{F_e}{\gamma_s} \geq \max\left(\frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{F_e}{\gamma_s} \geq \max\left(\frac{0,73}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \cdot b_0}{f_e} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots 2$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,02 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02.15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2 & 6 \text{ p. m (0,56 cm}^2\text{/ml)} \\ & S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi L_s; 15\text{cm}) \quad S_t \leq 12\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 17,2 \text{ KN}, M_{\text{appui}} = 13,43 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{Z} = \frac{13,43}{0,9 \cdot 0,189} = 79 \text{ KN} \geq T_u = 17,2 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- L'ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre τ_s pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (Pour acier à haute adhérence). [CBA93]

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec : Φ : diamètre d'une barre égale 1,2

$$\text{Donc : } L_s = 42,32 \text{ cm} > b = 40 \text{ cm}$$

Donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale. Selon [CBA93]

$$r = 5,5 \Phi = 6,6 \text{ cm (Pour barre à haute adhérence)}$$

-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la biellette

On doit avoir $\overline{\sigma_b} \leq f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma_b} \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{ab_0} \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \rightarrow a = \frac{2T \cdot \gamma_b}{b_0 \cdot 0,8 f_{c28}}$$

$$a = 2,15 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = c - c' - 2$$

$$c' = 2 \text{ cm}; c = 40 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui

c : la largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 17,01 \text{ cm}) = 17,01 > 2,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Entraînement des armatures:** selon [CBA93]

Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec:

: Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales.

$$\mu$$
: Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour } T = 17,2; n = 3; \mu = 3,77 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

- Contrainte de cisaillement:

$$T_{u\max} = 17,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{17,2}{0,12 \times 0,18} = 796,3 \text{ KN/m}^2 = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau u} = \min(2.5 ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau u = 0.8 < \overline{\tau u} = 2.5MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes (ELS) :

Position de l'axe neutre: Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

- **Position de l'axe neutre : Noter :** $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta \times A'(y - C') - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$\eta A'(y - c') = 0 \rightarrow \text{Puisque } A' = 0 \text{ Donc :}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$\rightarrow 32,5y^2 - 915,3 + 50,85y$$

$$y = 4,58 \text{ cm}$$

$$y = 4,58 \text{ cm} \geq h_0 = 4 \text{ cm} : \text{l'axe neutre est dans la nervure}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}4,58^3 + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2$$

$$I = 11239,46 \text{ cm}^4$$

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

- En travée :

$$M_{ser} = 12,8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,8 \times 10^6}{11239,46 \times 10^4} \times 4,58 \times 10 = 5,21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = 5,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 12,8 \text{ KN.m} ; M_{0 ser} = 12,8 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{24}{490} = 0,048 \geq 0,044 \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_{ser}}{M_{0ser15}} \rightarrow \frac{24}{490} = 0,047 > \frac{12,8}{15 \times 12,8} = 0,066 \dots \dots \text{Condition non vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18,9} = 14,9 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 9 \times 10^{-3} \dots \dots \text{Condition non vérifié} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul de la flèche:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

F_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0.(h - h_0)/2] + \eta.A_s.c}{(b.h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta.A_s}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(65 \times 4)(5 + 21 - 4) + [(21 - 4).12.\frac{20-4}{2}] + 15 \times 3,39.2}{(65 \times 4) + (20 - 4).12 + 15 \times 3,39} = 13,46 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2$$

$$I = 42655 \text{ cm}^4$$

Charges prises en compte :

$$\text{charge permanente avant mise du revêtement : } J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ kN/m.}$$

charge permanente après mise du revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/m}$

charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,06+1,5) \times 0,65 = 4,264 \text{ kN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82(4,9)^2 / 8 = 4,64$$

KN.m

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,289(4,9)^2 / 8 = 8,4$$

KN.m

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,264 (4,9)^2 / 8$$

$$= 10,87 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $Z = 17,01 \text{ cm}$

$$\sigma_{SG} = \frac{MG}{AxZ} = 145,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{Mp}{AxZ} = 190 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SJ} = \frac{Mj}{AxZ} = 80 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: f . λ_1, λ_V :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0,0149$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 F t_{28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = 2,93$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_1 = 1,172$$

- Calcul de ; ; μ_j :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 0,44$$

$$\mu_G = 0,641$$

$$\mu_p = 0,711$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_o}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$I_{Fj} = 20496,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{FiG} = 16302,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{FvG} = 26792,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{F\rho} = 15,217,96 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ij} = 0,169 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = 0,385 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 0,234 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = 0,533 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,213 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 0,98$$

$F_{\text{total}} = 0,213 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,98 \text{ cm}$ Condition Vérifiée. Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

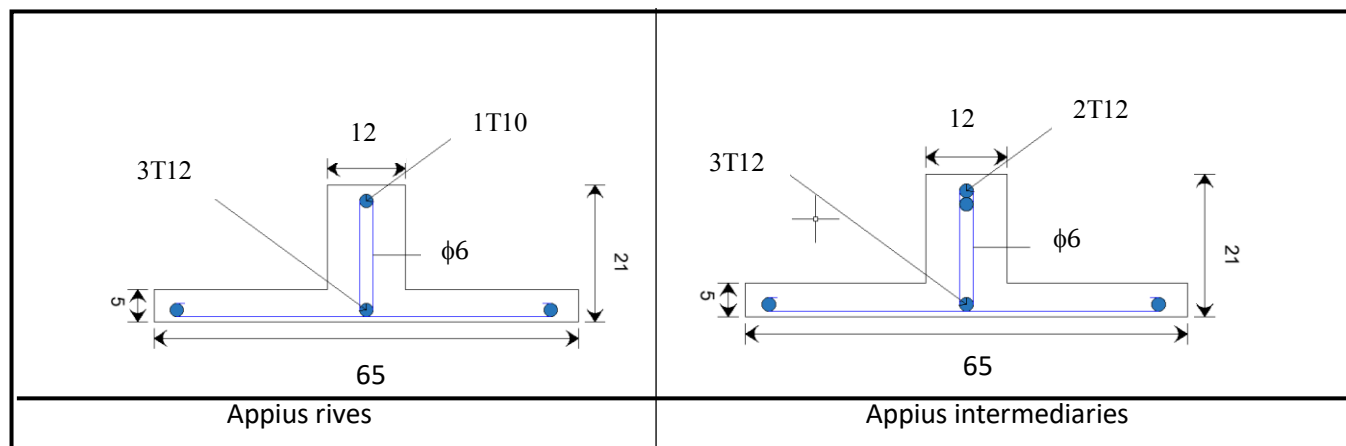


Figure III-18 : dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

2- Plancher terrasse inaccessible :

- Les sollicitations maximales : pour calcul le ferrailage

AL'ELU:

-Ferrailage longitudinal :

On a : $h = 21 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad d = 0.9, \quad h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.17 \times 4 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 58.94 \text{ KN.m}$$

($M_{tb} > M_{t \max}$) $\Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, et le calcul sera fait pour une section rectangulaire (**b x h**) = (**65x20**) **cm²**

- En travée :

$$M_{t \max} = 17.7 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.7 \times 10^3 (N)}{65 (cm) \times (18)^2 (cm) \times 14.17 (MPa)} = \mathbf{0.059} < \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))] = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\mu = 0.059$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.076}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = \mathbf{0.970}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.7 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = \mathbf{2.91 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{18 \times 65 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = 2.91 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } A_s : \mathbf{3T12 \text{ p.m} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

- Sur appuis intermédiaires :

le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (**12x20**) **cm²**

$$M_{a\text{int}} = 13,43$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimée A' :

$$\mu = \frac{M_{a\text{int}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,43 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.17} = \boxed{0.244} < \mu_l = 0,392 \text{ A' } \nexists$$

$0.392 \Rightarrow A' = 0$ **Alors** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,244$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,355}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,858}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,43 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = \boxed{2,5 \text{ cm}^2}$$

De tableau de section : **2T14 (soit 3,08 cm²)**

- Sur appuis de rive :

$$M_{a\text{rive}} = 0,2M_{0\text{max}} = 0,2 \times 17,7 = 3,54$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimée A' :

$$\mu = \frac{M_{a\text{int}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.17} = \boxed{0.064} < \mu_l = 0,392 \text{ A' } \nexists$$

$0.392 \Rightarrow A' = 0$ **Alors** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,064$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,083}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,967}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,54 \times 10^3}{0.967 \times 18 \times 348} = \boxed{0,58 \text{ cm}^2}$$

De tableau de section : **1T10 (soit 0,79 cm²)**

- Calcul des armatures transversals :

2. a-Détermination du diamètre des armatures transversales : Selon [BAEL91] (A.5.1,22)

$$\Theta \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Theta_{\min} ; \frac{b_0}{10} \right) \text{ (mm)}$$

$$\Theta \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right)$$

$$\Theta \leq \min (5,71 ; 10 ; 12)$$

$$\Theta \leq 5,71$$

$$\Theta = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi D^2}{4} = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } A_t = 2\phi 6 \text{ p. m (0,56 cm}^2/\text{ml)}$$

2. b- Espacement des cadres : Selon [BAEL91] (A.5.1,22)

$$St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement :

- Contrainte de cisaillement:

$$T_{u\max} = 17,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{17,2}{0,12 \times 0,18} = 796,3 \text{ KN/m}^2 = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8 < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes (ELS) :

Position de l'axe neutre: Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

- Position de l'axe neutre : Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta \times A' (y - C') - \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$\eta A' (y - c') = 0 \rightarrow \text{Puisque } A' = 0 \text{ Donc :}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$\rightarrow 32,5 y^2 - 915,3 + 50,85 y$$

$$y = 4,58 \text{ cm}$$

$$y = 4,58 \text{ cm} \geq h_0 = 4 \text{ cm} : \text{l'axe neutre est dans la nervure}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 4,58^3 + 15 \times 3,39 (18 - 4,58)^2$$

$$I = 11239,46 \text{ cm}^4$$

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

- En travée :

$$M_{ser} = 12,9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,9 \times 10^6}{11239,46 \times 10^4} \times 4,58 \times 10 = 5,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 12,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 ser} = 12,9 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{24}{490} = 0,048 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_{ser}}{M_{0ser} 15} \rightarrow \frac{24}{490} = 0,047 > \frac{12,9}{15 \times 12,9} = 0,066 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18,9} = 14,9 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 9 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul de la flèche:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{fi}} ; F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{avec : } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_i} ; I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(65 \times 4)(5 + 21 - 4) + [(21 - 4) \cdot 12 \cdot \frac{20 - 4}{2}] + 15 \times 3,39 \cdot 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \times 2 \times 3,39} = 13,46 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2$$

$$I = 42655 \text{ cm}^4$$

- Charges prises en compte :

charge permanente avant mise du revêtement : $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ kN/m}$.

charge permanente après mise du revêtement : $G = 5,62 \times 0,65 = 3,653 \text{ kN/m}$.

charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,62+1)$

$\times 0,65 = 4,303 \text{ kN/m}$

- Calcul des moments correspondants :

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,653 (4,9)^2 / 8 = 9,31$$

KN.m

$$M_P = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,303 (4,9)^2 / 8$$

$$= 10,97 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 (4,9)^2 / 8 = 4,64$$

KN.m

Calcul des contraintes: $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $Z = 17,01 \text{ cm}$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s Z} = 161 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s Z} = 190 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s Z} = 80 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: f . λ_1, λ_V :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0,0149$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = 2,93$$

$$\lambda V = \frac{2}{5} \lambda_1 = 1,172$$

- Calcul de ; ; μ_j :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_G = 0,685$$

$$\mu_\rho = 0,711$$

$$\mu_j = 0,44$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$I_{FiG} = 15603,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{FiVG} = 26026,17 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi\rho} = 15,217,96 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fij} = 20496,46 \text{ cm}^4$$

- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ig} = 0,445 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 0,267 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = 0,533 \text{ cm}$$

$$F_{ij} = 0,169 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,186 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 0,98$$

$F_{\text{total}} = 0,186 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,98 \text{ cm}$ Condition Vérifiée. Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

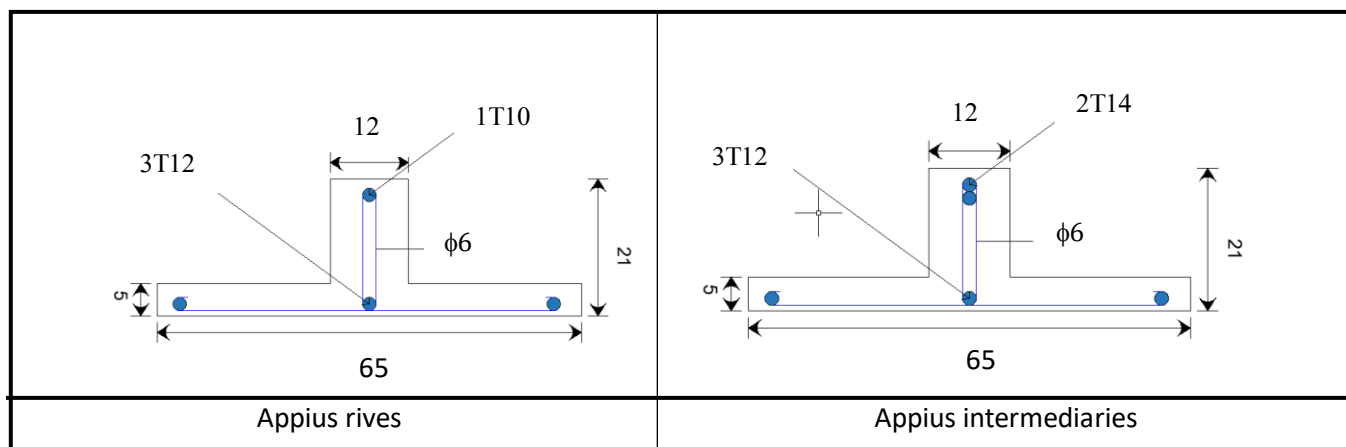


Figure III-19 : dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse

III.4 - Calcul du ferrailage de la dalle de compression:

- Section minimale des armatures $\perp$ aux poutrelles :

D'après le [CBA93]

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

-20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0,02 \times l \times \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

Puisque : $50 \text{ cm} < l = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

Avec : l : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

$f_e = 235 \text{ MPa}$ (Treillis soudés)

$$A_{\perp} \geq 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : on adopte **5 ϕ 6 p. m (1,41 cm²/ml)**

- Section minimale des armatures $\parallel$ aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A}{2} \rightarrow \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : on adopte **5 ϕ 6 p. m (1,18 cm²/ml)**

On adopte des treillis soudés de diamètre 5 espacés de 20 cm (**Treillis soudés $\phi 6/20$**)

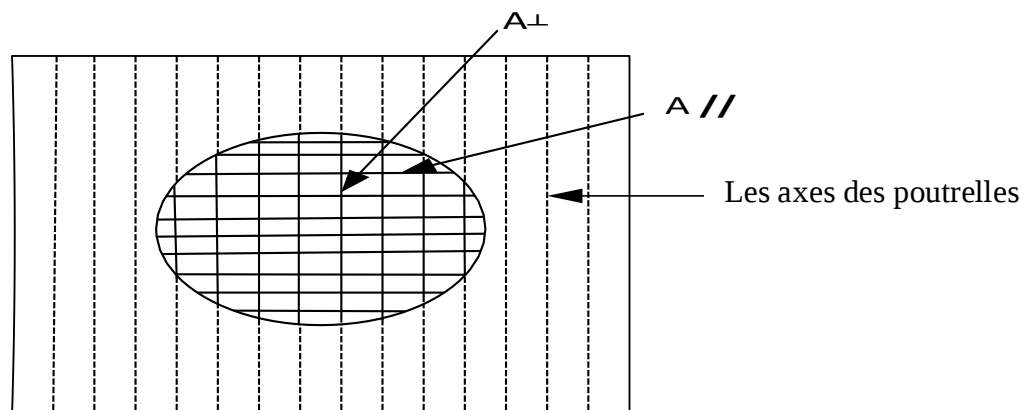


Figure III-20 : Ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre IV :

Dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1-L'acrotère :

IV.1.1- Définition :

Un **acrotère** est un élément architectural décoratif placé au sommet ou aux extrémités d'un fronton ou d'un édifice. Traditionnellement utilisé dans l'architecture classique (notamment grecque et romaine), il se trouve souvent sur les trois points principaux d'un fronton triangulaire : au centre (sommet) et aux deux angles inférieurs.

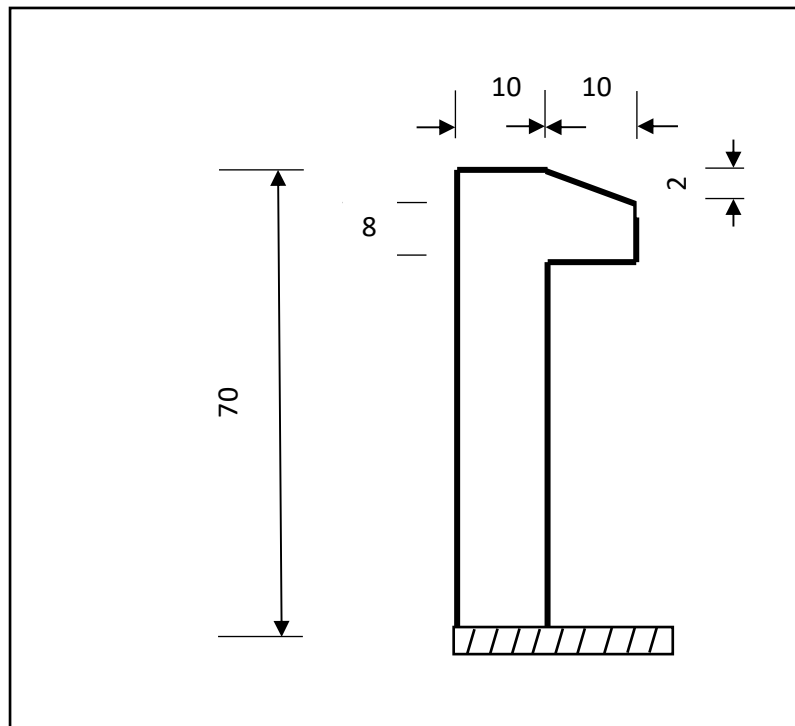


Figure IV.1: Représentation de l'acrotère

IV.1.2. Calcul des sollicitations :

- La surface de l'acrotère :

$$S = (0,7 \times 0,10) + (0,08 \times 0,10) + \frac{0,02 \times 0,10}{2} = \mathbf{0.079 \, m^2}$$

- Poids propre d'acrotère :

$$G_{acro} = \gamma_{ba} \times S_{acro}$$

$$G_{acro} = 25 \times 0.079 = \mathbf{1.975 \, kN/m}$$

- Périmètre de l'acrotère :

$$P = [70 + 10 + 10 + \sqrt{10^2 + 2^2} + 8 + 10 + 60] = 178,2 \, \text{cm} = \mathbf{1,78 \, m}$$

- Poids de l'enduit de ciment : (2 cm d'épaisseur)

$P_{\text{enduit}} = \text{Périmètre de l'acrotère (m)} \times \text{épaisseur de l'enduit} \times \text{poids surfacique de l'enduit (KN/m}^2\text{)}$

$$P_{\text{enduit}} = 1,78 \times 2 \times 0,18 = 0,64 \text{ KN/ml}$$

- Charge permanente :

$$G_{\text{total}} = P_{\text{enduit}} + P_{\text{acro}}$$

$$G_{\text{total}} = 0,64 + 1,975 = 2,615 \text{ KN/ml}$$

Donc :
$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 2,615 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

IV.1.2.1-Evaluation des charges et des surcharges :

- Effort normal de compression N_u
- Effort tranchant T_u
- Moment de renversement M_u

1 - Effort normal de compression N_u :

ELU	ELS
$N_u = 1,35 \times G_{\text{total}}$ $N_u = 1,35 \times 2,615 = 3,53 \text{ KN}$	$N_{\text{ser}} = G_{\text{total}}$ $N_{\text{ser}} = 2,615 \text{ KN}$

Tableau IV.1: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.

2 - Effort tranchant T_u :

ELU	ELS
$V_u = 1,5 \times Q$ $V_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$	$V_{\text{ser}} = Q$ $V_{\text{ser}} = 1 \text{ KN}$

Tableau IV.2: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.

3 - Moment de renversement M_u :

ELU	ELS
$M_u = 1,5 \times Q \times h$ $M_u = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN}$	$M_{\text{ser}} = Q \times h$ $M_{\text{ser}} = 0,7 \text{ KN}$

Tableau IV.3 : Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS

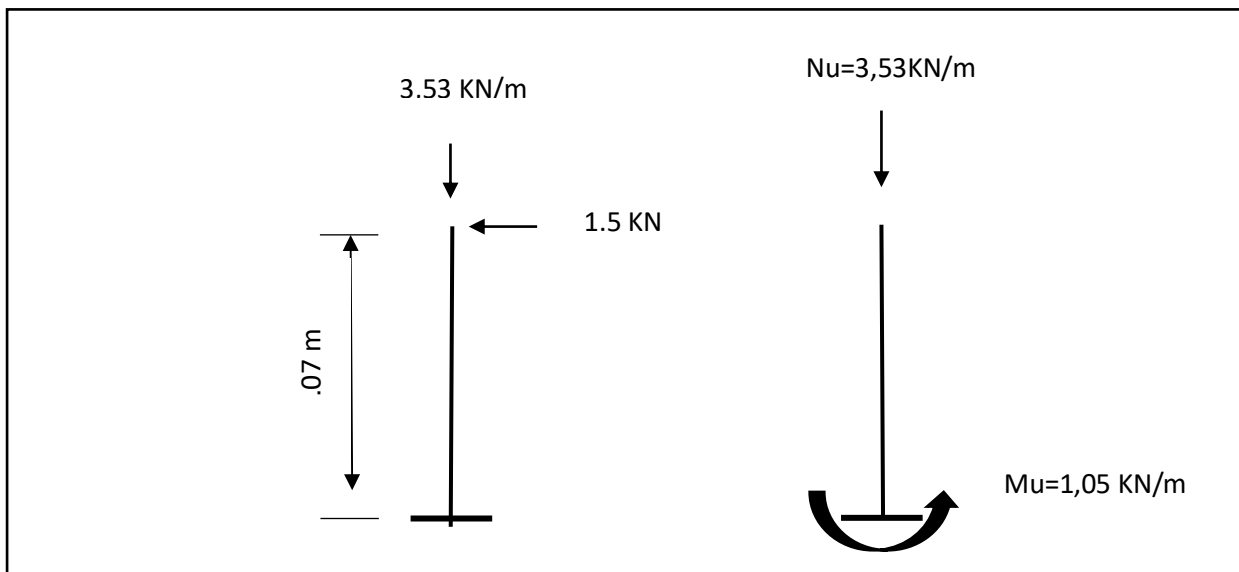
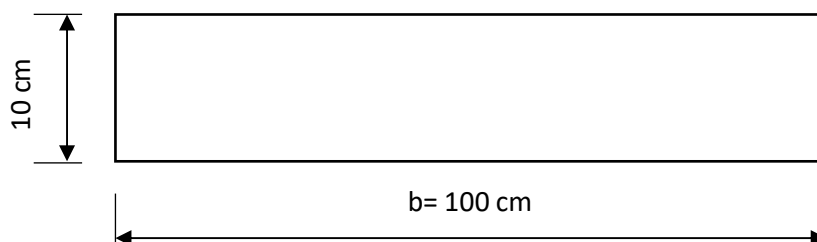


Figure IV.2 : schéma statique de l'acrotère

IV.1.3. Ferrailage de l'acrotère :



- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{ cm}$

- Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{1,05}{3,53} = \mathbf{0,297\text{ m}}$$

- Centre de pression :

$\frac{ep}{2} = \frac{0,1}{2} = \mathbf{0,05\text{ m}} < \mathbf{0,297\text{ m}} \Rightarrow$ Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

IV.1.3.1- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 3,53 \times \left(0,297 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = \mathbf{1,154\text{ KN.m}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 204.35 \text{ MPa} , \quad d = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

Est-ce que :

$$(d - c). N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c). b. h$$

$$(d - c). N_u - M_u = (0.09 - 0.02). 3.53 - 1.154 = -0.907 \text{ KN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$(0.337h - 0.81c). \sigma_{bc}. b. h = (0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.10 = 24.80 \text{ KN.m}$$

\dots\dots\dots 2

$$\text{On a :} \quad -0.907 \text{ KN.m} < 24.80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m ($b \times h$)² = (100 × 10)cm²

IV.1.3.2- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\text{Avec : } d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m} \quad M_u = 1.154 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{1.154 \times 10^3 (N)}{100 (cm) \times (9)^2 (cm) \times 14.17 (MPa)} = 0.0100 < \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))]$$

$$= 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\mu = 0.0100$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

IV.1.3.3- Calcul du ferrailage à l'E. L.U :

- La section d'armatures nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

- La section réelle d'acier en flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{1.154 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 204.35} = 0.63 \text{ cm}^2$$

- La section réelle d'acier en flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.63 - \frac{3.53 \times 1000 (N)}{204.35 \times 100 (\frac{N}{cm^2})} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IV.1.3.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a. Armatures principales :

$$N_{ser} = N_g = 2,615 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,7 \text{ KN/m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,7}{2,615} = 0,27$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45d)}{(e - 0,185d)} = 0,23 \times \frac{9 \times 100 \times 2,1}{204,35} \times \frac{(27 - 0,45 \times 9)}{(27 - 0,185 \times 9)} = 1,92$$

$$\begin{cases} A_{min} : 4\Phi 8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Armature de repartition:

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_r : 4\Phi 6 \text{ p.m} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.1.3.5-Vérification des contraintes (ELS) :

- Moment de service

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_{ser} = 2,615 \times \left(0,297 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,855 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre : Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 152,55 + 16,95y$$

$$y = 1,59$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 1,59^3 + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$M_{ser} = 0,855 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,855 \times 10^6}{1064,68 \times 10^4} \times 1,58 \times 10 = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Avec : $\eta = 1,6$ Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,855 \times 10^6}{1064,68 \times 10^4} \times (9 - 1,58) \times 10 = 89,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 89,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau_u} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 < \bar{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

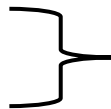
IV.1.3.6- Vérification de l'acrotère au séisme :

Après le RPA 99 version 2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenue à partir du **RPA99** en fonction :

- Zone I



A = 0,08 dans le tableau (4.1) **page 116**

- Groupe d'usage 2

C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0,3 et 0,8 dans notre cas $C_p = 0,8$

W_p = poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G_{acrotère} = 2,615 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 2,615 = 0,82 \text{ KN/ml}$$

$$0,82 \text{ KN/ml} < 1,5 Q = 1,5 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition Satisfaite}$$

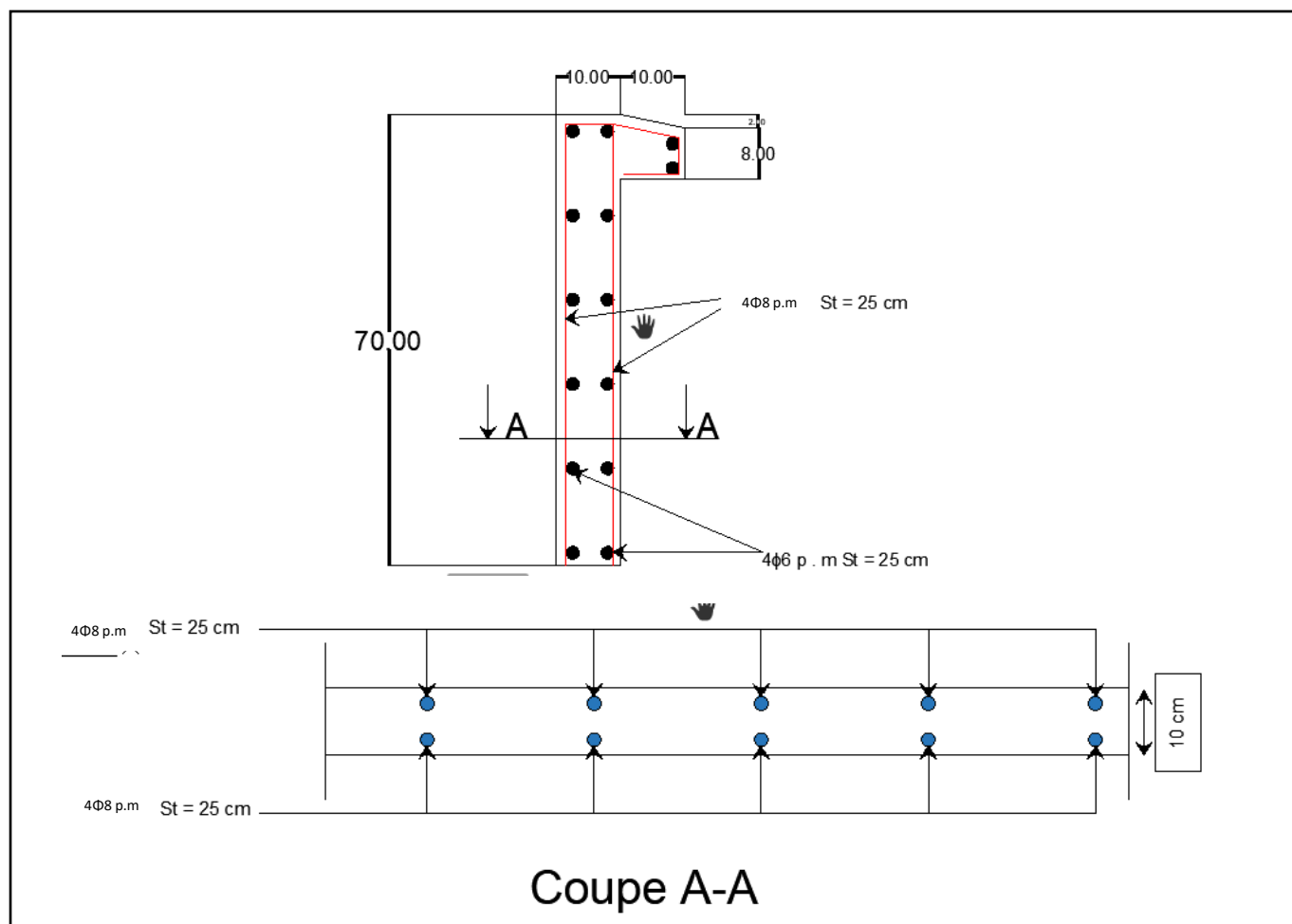


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (par autocad)

IV.2 – Balcon :

IV.2.1- Définition :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

Les balcons en console sont maintenus par une seule extrémité grâce à un encastrement parfait.

L'encastrement peut être obtenu en fixant l'élément dans : un mur, une poutre ou un plancher.

IV.2.2- Évaluation des charges et des surcharges: (voir le D.T.R des charges permanentes et d'exploitation)

- Calcul des balcons en dalle pleine :

$$L = 1.1\text{m}$$

$$e \geq \frac{L}{20} \gg e \geq \frac{L}{20} = \frac{170}{20} = 8,5 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Soit $e = h = 15 \text{ cm}$

- Charge uniformément répartie sur 1,10m

1-Niveau etage :

Matériau	Poids surfacique par cm (KN/m2)	Poids surfacique (KN/m2)
Revêtement en carrelage (2cm)	0,2	0.40
Mortier de pose (2cm)	0,2	0.40
Sable fin pour mortier (2.5 cm)	0,18	0.45
Dalle pleine en béton armé (e = 15cm)	0,25	3.75
Enduit en ciment (2cm)	0,12	0.24
La charge permanente : G_{ter}	Totale des charges	5,26

Tableau IV.4 : La descente de charge du balcon

- Surcharge du plancher terrasse inaccessible:..... $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

- Charge concentrée à l'extrémité du balcon :

Le balcon supporte la charge d'un garde-corps de 1.2m de hauteur et 10cm de l'épaisseur

- Poids propre d'un garde-corps en briques creuses :

$$P_u = \gamma_{\text{mur}} \times \text{épaisseur} \times \text{hauteur} \times 1 \text{ m de longueur}$$

$$P_u = 9 \text{ (KN/m}^3\text{)} \times 0,10 \text{ (m)} \times 1,2 \text{ (m)} \times 1,00 \text{ (m)} = \boxed{1,08 \text{ KN}}$$

- Poids de Enduit en ciment :

$$P_{En \text{ extérieur}} = 0.18 \times 2 \times 1,2 \times 1 = 0.97 \text{ kN}$$

$$P_{En \text{ intérieur}} = 0.18 \times 1.5 \times 1,2 \times 1 = 0.73 \text{ kN}$$

$$P_{Tend} = 0.73 + 0.97 = 1.7 \text{ kN}$$

$$P_{totale \text{ mur}} = 1,08 + 1.7 = 2,78 \text{ kN}$$

$$P_U = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 (2,78) = 3,753 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} = 2,78 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,26 + 1,5 \times 3,5 = 12,35 \text{ kN/m}$$

(schéma statique)

Le balcon est modélisé comme une poutre en console encastrée à une extrémité et libre de l'autre

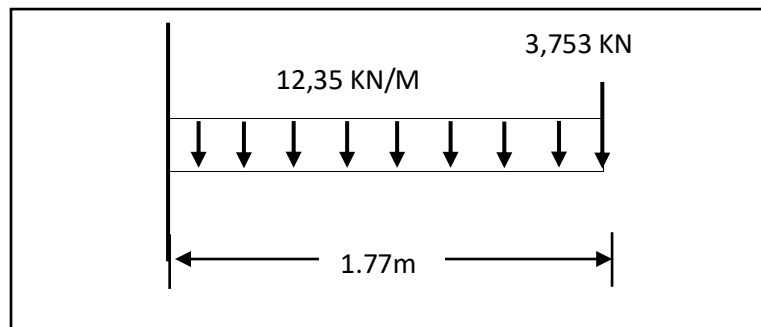


Figure IV.3: Schéma statique de balcon

IV.2.3-Calcul du Ferrailage

1-Niveau étage :

$$G = 5,26 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,26 + 1,5 \times 3,5 = 12,35 \text{ kN/m}$$

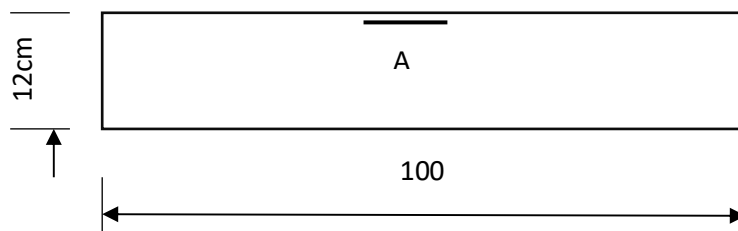
AL'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} \quad P_u \cdot l = \frac{12,35 \times (1,77)^2}{2} + 3,753 \times 1,77 = 26 \text{ kN.m}$$

$$T = q_u \times l \times P_u = 12,35 \times 1,77 + 3,753 = 25,61 \text{ kN}$$

- Aciers principaux :





$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} , \quad d = 0.9 \cdot h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26 \times 10^3 (N)}{100 (cm) \times (13.5)^2 (cm) \times 14.17 (MPa)} = 0.100 < \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))] = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.100$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26 \times 10^3}{0.947 \times 13.5 \times 348} = 5.84 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{13.5 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{condition Satisfaite.}$$

- Donc on adopte : $A_s : 6T12 = 5.84 \text{ cm}^2/\text{m}$

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

- Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.84}{4} = 1.46 \text{ cm}^2$$

(Voir Tableau des Sections) $\Rightarrow \{ A_r : 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$$St \cong 20 \text{ cm}$$

IV.2.4 -Vérification des contraintes (ELS) :

a- Moment de service

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 5.26 + 3.5 = 8.76 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} \quad P_{\text{ser}} \cdot l = \frac{8.76 \times (1.77)^2}{2} + 2.78 \times 1.77 = 16.64 \text{ KN.m}$$

b- Position de l'axe neutre : Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times As(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 1374,97 + 101,85y$$

$$y = 4,32$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times As(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3}4,32^3 + 15 \times 6,79(13,5 - 4,32)^2 \quad I = \boxed{11270,53 \text{ cm}^4}$$

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

$$M_{ser} = 16,64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,64 \times 10^6}{11270,53 \times 10^4} \times 4,32 \times 10 = \boxed{6,38 \text{ MPa}}$$

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

$$\sigma_b = 6,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times Ft28}\right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{16,64 \times 10^6}{11270,53 \times 10^4} \times (9 - 4,32) \times 10 = \boxed{103,64 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 103,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

4 - Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{25,61}{1 \times 0,09} = 284,55 \text{ KN/m}^2 = \boxed{0,28 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.5-Vérification de la flèche :

$$As = 5,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

H = 15 cm

L = 177 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{177} = 0,08 \geq 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,84}{100 \times 13,5} = 4,32 \times 10^{-3} < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

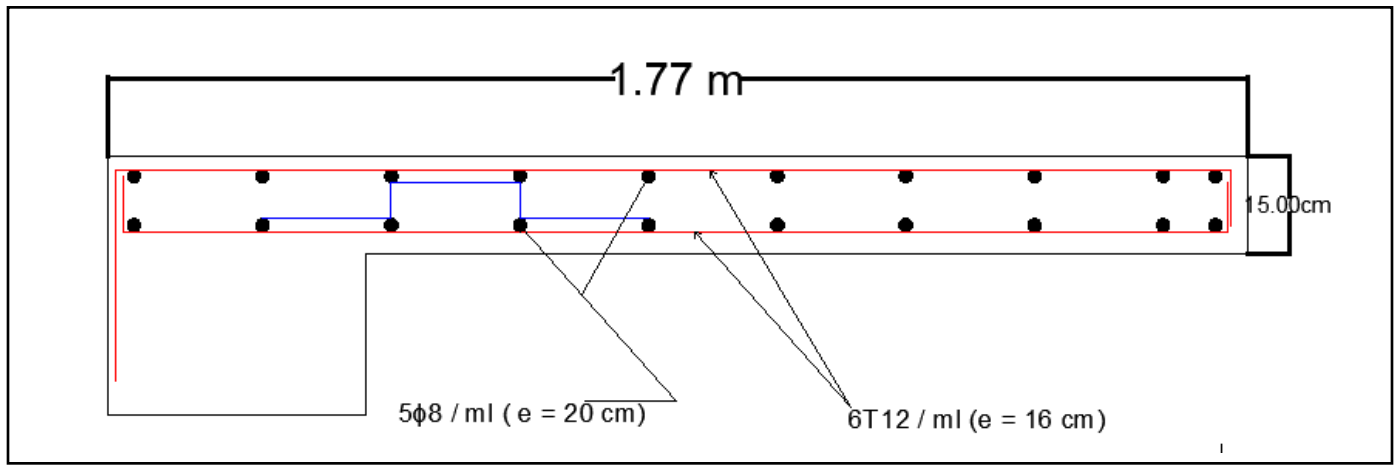


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de l'balcon (par autocad)

IV-3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Notre projet consiste un escalier droit à un palier intermédiaire.

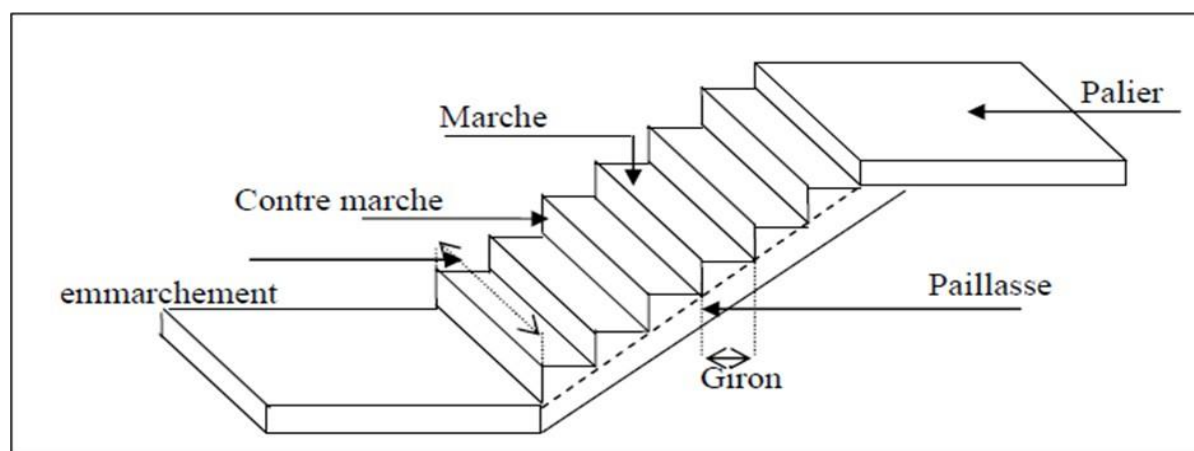


Figure IV.5 : Représentation d'un Escalier

IV-3.1 - Dimensions des escaliers:

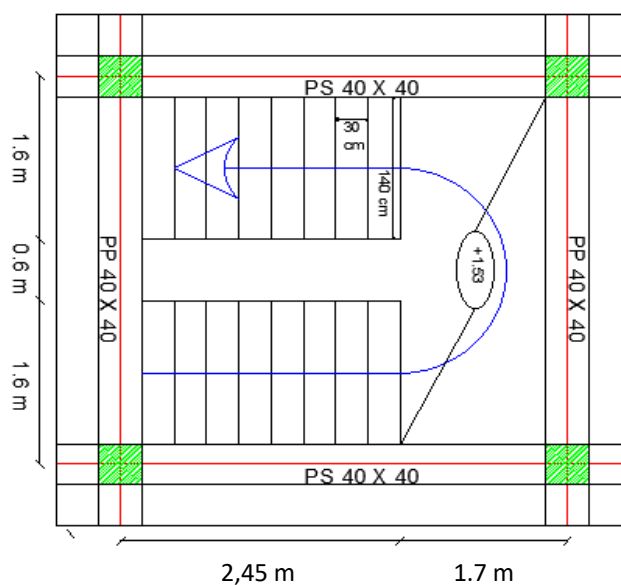


Figure IV.6 : Schéma de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche), g : largeur de la marche,

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ($H = n \cdot h = h_e/2$) n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1) g$

- Dimensionnement des marches et contre marche :

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots 2$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 66n^2 - 696n + 360 = 0$$

La solution de l'équation est : $n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=8$ marches

- La hauteur de la contre marche h :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

- Le giron g:

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{245}{8} = 30,63 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec :

- La formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Pour des raisons de confort et sécurité, on utilise ces deux formules : $\begin{cases} g - h = 12 \\ g + h = 46 \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 29 \text{ cm} \end{cases}$

- Inclinaison de la paillasse:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{29} = 0,58 \rightarrow \alpha = 30,38^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

a - épaisseur de la Paillasse :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{240}{20 \cos \alpha} \rightarrow 11,24 \text{ cm} \leq e \leq 16,86 \text{ cm}$$

$e = 15 \text{ cm}$

b- épaisseur de la Palier:

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,44 \text{ cm} \rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

IV.3.2- Evaluation des charges et des surcharges :

a-Palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m3)	Poids KN/m2
Carrelage	0,020	20	0,40
Mortier de pose	0,020	20	0,40
Lit de sable	0,020	20	0,40
Poids propre du palier	0,18	25	4,5
Enduit en plâtre	0,020	10	0,20

Tableau IV.5 : Evaluation des charges et des surcharges Palier

- charge permanente : $G = 5,9 \text{ KN/ m}^2$

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

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 11,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m} = 8,4 \text{ KN/ml}$$

b. paillasse:

Matériaux	Epaisseur(cm)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage horizontal</i>	2	0.2	0.4
<i>Mortier en ciment horizontal</i>	2	0.2	0.4
<i>Lit de sable</i>	2	0.18	0.36
<i>Revêtement en carrelage vertical</i>	2×0.56	0.2	0.23
<i>Mortier en ciment vertical</i>	2×0.56	0.18	0.2
<i>Paillasse</i>	15	0.25	4.31
<i>Poids des marches</i>	h/2	0.22	1.87
<i>Garde-corps</i>			0.1
<i>Enduit en plâtre</i>	2	0.1	0.23
<i>G_{total}</i>	-	-	8.1

Tableau IV.6 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse

- charge permanente : $G=8,1 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/ m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 14,68 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m} = 10,6 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_v - q_p}{q_p} \leq 10\% \Rightarrow 25,36\% > 10\% \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

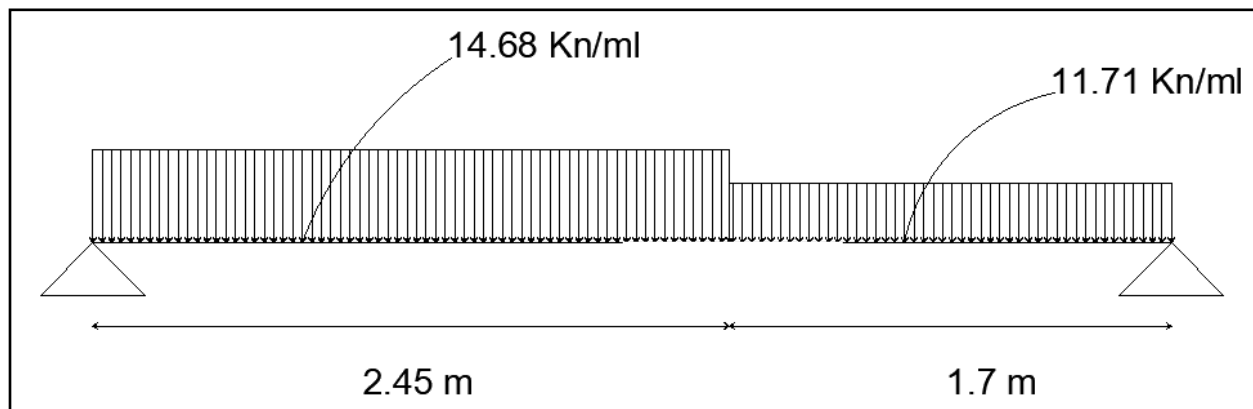


Figure IV.7 : Schéma statique des escaliers

- Détermination du moment et des efforts tranchants :

Après avoir utilisé le logiciel rdm 6, nous avons trouvé :

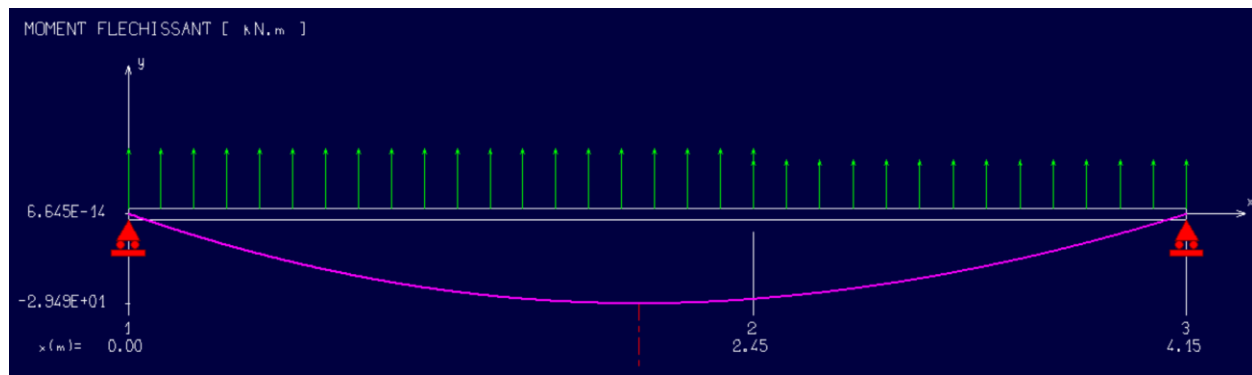


Figure IV.8:Diagramme des moments fléchissant "RDM6"

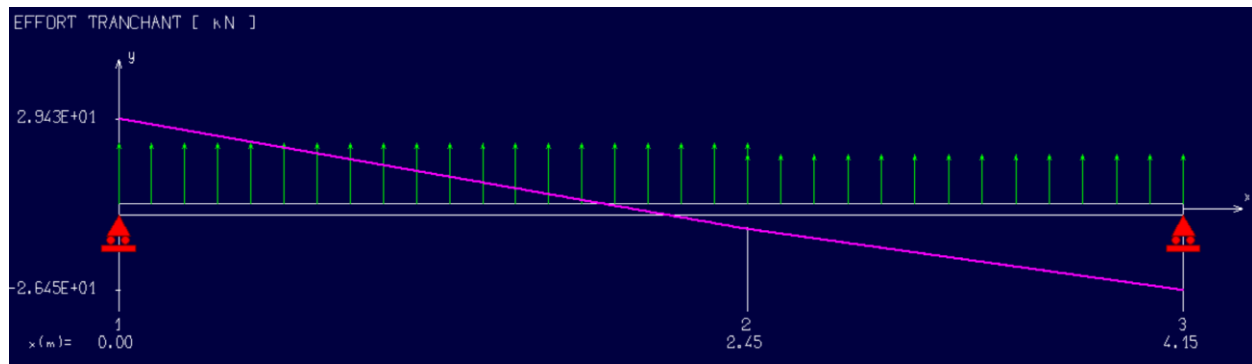


Figure IV.9:Diagramme des efforts tranchants. "RDM6"

$$R_A = 29.43 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.45 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 29.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85M_0 = 25,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,4M_0 = 11,8 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 29.43 \text{ KN}$$

IV.3.3-Calcul du Ferrailage :

1- En travée (paillasse) : $(15 \times 100)\text{m}^2$

$$M_t = 25,06 \text{ KN} \times \text{m}$$

- Aciers principaux

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} , \quad d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{25,06 \times 10^3 (N)}{100 (cm) \times (13,5)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \boxed{0,0970} < \mu_l = 0,8 \times 0,668 \times [(1 - (0,4 \times 0,668))] = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,0970$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,128}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,949}$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,06 \times 10^3}{0,949 \times 13,5 \times 348} = \boxed{5,62 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{13,5 \times 100 \times 2,1}{400} = \boxed{1,63 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$A_s = 5,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{condition Satisfaite.}$$

- Donc on adopte : $A_s : 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$St \cong 16 \text{ cm}$$

- Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = \boxed{1,69 \text{ cm}^2}$$

$$(\text{Voir Tableau des Sections}) \Rightarrow \{ A_r : 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad St \cong 25 \text{ cm} \}$$

2- En Appui (palier): (18 x 100)m²

$$M_t = 11,8 \text{ KN} \times \text{m}$$

- Aciers principaux

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} , \quad d = 0,9 \cdot h = 16,2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,8 \times 10^3 (N)}{100 (cm) \times (16,2)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \boxed{0,0317} < \mu_l = 0,8 \times 0,668 \times [(1 - (0,4 \times 0,668))] = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,0317$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{11,8 \times 10^3}{0,984 \times 16,2 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{16,2 \times 100 \times 2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{condition Satisfaite.}$$

- Donc on adopte : $A_s : 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$St = 25 \text{ cm}$$

- Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

(Voir Tableau des Sections) $\Rightarrow \{ A_r : 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$St \cong 25 \text{ cm}$$

IV.3.4 -Vérification :

1 - Contrainte de cisaillement : Selon [CBA93]

$$T_u = 29,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{29,43}{1 \times 0,135} = 218 \text{ KN/m} = 0,22 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min (3,3 ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 < \overline{\tau_u} = 3,3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2 - Vérification des contraintes à L'ELS :

a- moment service :

$$M_{sermax} = 21,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 18,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = 8,5 \text{ KN.m}$$

b- Position de l'axe neutre :**b.1- en travée :**

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 1374,97 + 101,85y$$

$$y = 4,32 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3}4,32^3 + 15 \times 6,79(13,5 - 4,32)^2 \quad I = 11270,53 \text{ cm}^4$$

b.2- en appuis :

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 763,02 + 47,1y$$

$$y = 3,46 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3}3,46^3 + 15 \times 3,14(16,2 - 3,46)^2 \quad I = 9049,75 \text{ cm}^4$$

c - Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**C.1- en travée :**

Moment en travée: $M_t = 18,07 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,07 \times 10^6}{11270,53 \times 10^4} \times 4,32 \times 10 = 6,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C.2- en appuis :

Moment en appui : $M_a = 8,5 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,5 \times 10^6}{9049,75 \times 10^4} \times 3,46 \times 10 = 3,24 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

d - Vérification de la flèche :

selon le BAEL 91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{15}{415} = 0,036 \geq 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 5 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

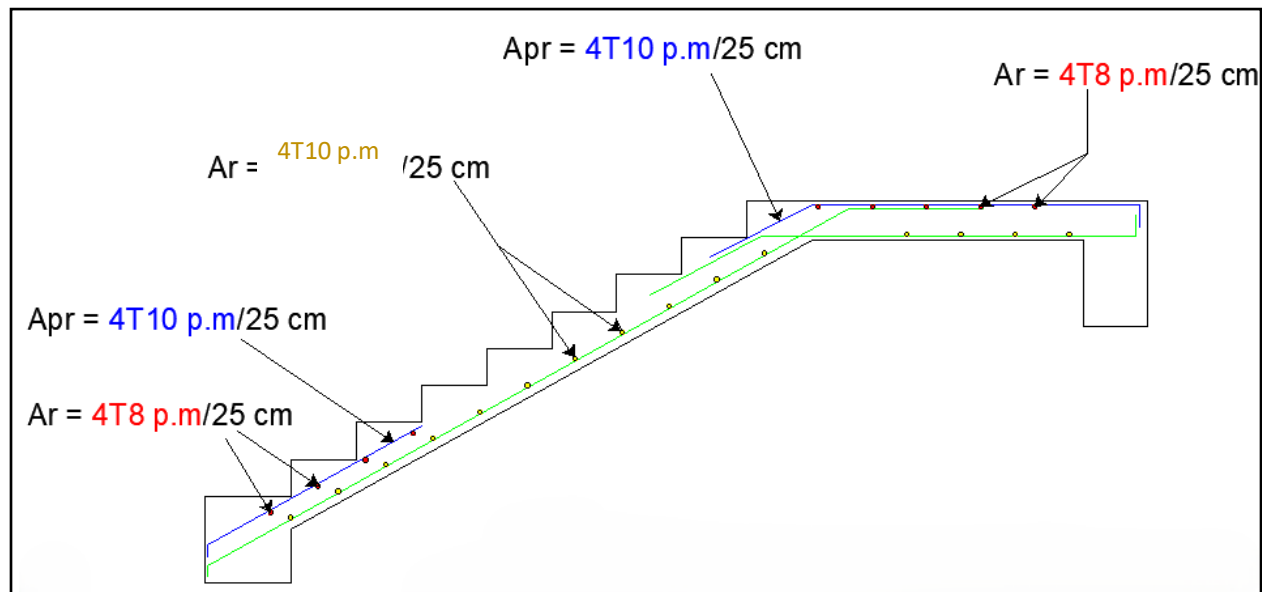


Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier (par autocad)

IV.3.5-Etude de la poutre palière :

1 - Pré dimensionnement de la poutre palière :

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules données par

BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version200

D'après le BAEL91 :

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

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

$$L = 380 \text{ cm}$$

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

$$25,3 \leq h \leq 38 \longrightarrow h = 35 \text{ cm}$$

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

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

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

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} < 4$$

Donc :

$$h = 35 \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \text{(Conditions satisfaites)}$$

Suite aux calculs précédents et aux conditions du RPA 99/version 2003, on peut adopter : **(30x35) cm²**

2 - Les charges supportées par la poutre :

- Le poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,6 \text{ KN/m}$
- Poids de mur situé sur la poutre : $9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,06 \text{ KN/m}$
- Charge de l'escalier: $14.68 + 11.71 = 26.39 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation: $Q = 2.50 \text{ kN/m}$

$$\text{On a: } q_u = 1,35(2,6 + 2,06) + 26,39 + 1,5 \times 2,5 = 36,4 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = 2,6 + 2,06 + 26,45 + 2,5 = 33,55 \text{ KN/ml}$$

3 - Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{36,4 \times (3,8)^2}{8} = 65,7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 55,84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_0 = 26,28 \text{ KN.m}$$

a- En travée :

$$M_t = 55,84 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} , \quad d = 0,9 \cdot h = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{55,84 \times 10^3 (N)}{30 (cm) \times (31,5)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \boxed{0,127} < \mu_l = 0,8 \times 0,668 \times [(1 - (0,4 \times 0,668))] = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,127$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,170}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,932}$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{55,84 \times 10^3}{0,932 \times 31,5 \times 348} = \boxed{5,46 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{31,5 \times 30 \times 2,1}{400} = \boxed{1,14 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$A_s = 6,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{condition Satisfaite.}$$

- Donc on adopte : $A_s : 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

b- En Appui :

$$M_t = 26,28 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} , \quad d = 0,9 \cdot h = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26,28 \times 10^3 (N)}{30 (cm) \times (31,5)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \boxed{0,06} < \mu_l = 0,8 \times 0,668 \times [(1 - (0,4 \times 0,668))] = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,06$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \boxed{0,077}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \boxed{0,969}$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{26,28 \times 10^3}{0,969 \times 31,5 \times 348} = \boxed{2,47 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{31,5 \times 30 \times 2,1}{400} = \boxed{1,14 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$A_s = 2,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{condition Satisfaite.}$$

- Donc on adopte : $A_s : 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

4 - Vérifications :

a - Contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = 76,77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{76,77}{1 \times 0,36} = 213,25 \text{ KN/m} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min (3,3 ; 5 \text{ MPa}) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 < \overline{\tau_u} = 3,3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b - Vérification des contraintes à L'ELS :

b.1- moment service :

$$M_{sermax} = 72,12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 61,3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 28,84 \text{ KN.m}$$

b.2- Position de l'axe neutre :

1- en travée :

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 - 3666,6 + 101,85y$$

$$y = 12,6 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 12,6^3 + 15 \times 6,79 (36 - 12,6)^2 \quad I = 75772,74 \text{ cm}^4$$

1- en appuis :

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 - 1840,6 + 50,85y$$

$$y = 9,51 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 9,51^3 + 15 \times 3,39 (36 - 9,51)^2 \quad I = 44283,32 \text{ cm}^4$$

c - Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**C.1- en travée :**

Moment en travée: $M_t = 61,3 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{61,3 \times 10^6}{75772,74 \times 10^4} \times 12,6 \times 10 = 10,19 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C.2- en appuis :

Moment en appui : $M_a = 28,84 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,84 \times 10^6}{44283,32 \times 10^4} \times 9,51 \times 10 = 6,28 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d - Vérification de la flèche :

selon le BAEL 91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{40}{380} = 0,105 \geq 0,033 \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_{ser}}{M_{0ser15}} \rightarrow \frac{40}{415} = 0,105 > \frac{61,3}{15 \times 72,12} = 0,056 \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{30 \times 36} = 6,29 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

e - Calcul des armatures transversales :

2. a-Détermination du diamètre des armatures transversales : Selon [BAEL91]

$$\Theta \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Theta_{\min} ; \frac{b}{10} \right) (\text{mm})$$

$$\Theta \leq \min \left(\frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\Theta \leq \min (10 ; 12 ; 30)$$

$$\Theta \leq 10 \text{ mm}$$

$$\Theta = 10 \text{ mm}$$

2. b- Espacement des cadres : Selon [BAEL91]

$$St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

- D'après le R.P.A 99/2003:

$$\text{- En zone nodale : } S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \varnothing_L) = \min (15 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{- En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_l = 18 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- L'ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre τ_s pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s.

Avec : Ψ_s = 1,5 (Pour acier à haute adhérence). [CBA93]

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$Ls = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times s}$$

Avec : Φ : diamètre d'une barre égale 1,2

Donc : $Ls = 42,32 \text{ cm}$

On prévoit une courbure : $r = 5,5 \Phi = 6,6 \text{ cm}$ (Pour barre à haute adhérence)

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$L_2 = 21,3 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{Ls - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$L_1 = 3,55 \text{ cm}$$

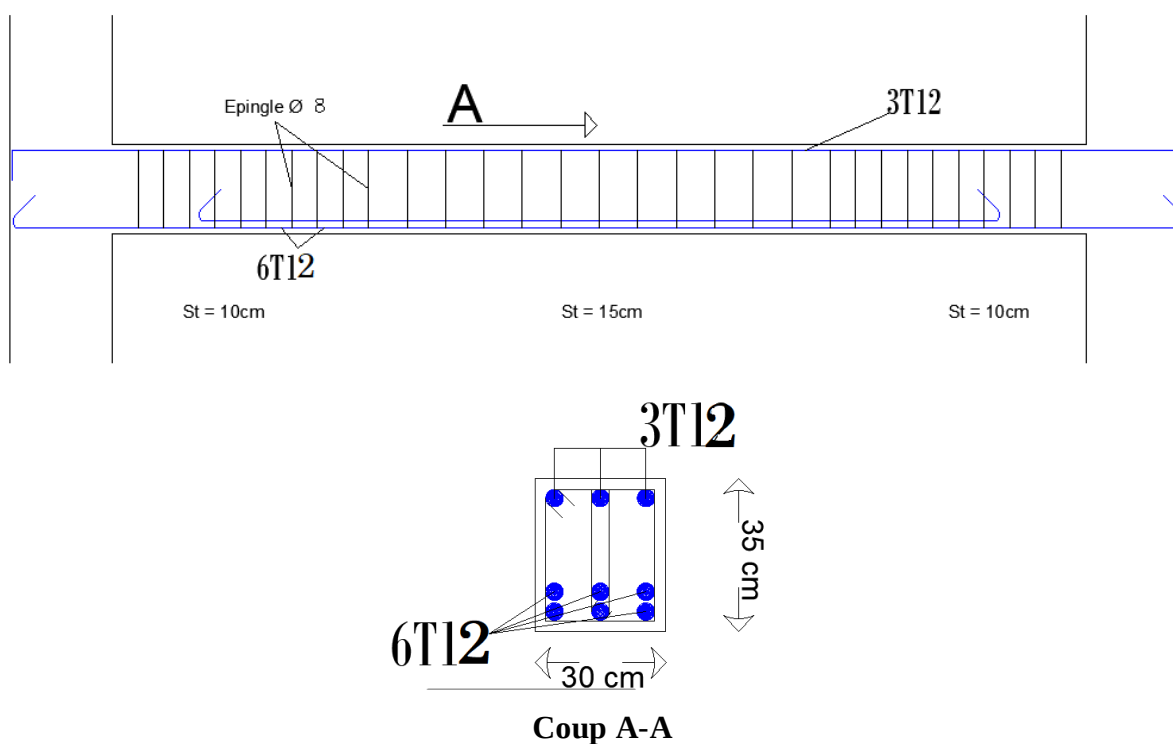


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (par autocad)

Chapitre V :
Etude sismique et
modélisation numérique

IV.1- Introduction :

Le séisme compte parmi les phénomènes naturels les plus destructeurs affectant la croûte terrestre, notamment dans les zones densément peuplées. L'Algérie est située dans une zone à risque sismique qui est importante. Séisme étant des événements imprévisibles, il faut y construire des immeubles sur mesure de résister à ces secousses ; ce qui permet de garantir un niveau de sécurité acceptable. Ce contexte a conduit à l'émergence de la construction sismique qui s'intéresse fondamentalement à l'étude du comportement dynamique des structures sous mouvements sismiques.

V.2-Objectif de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique, 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 soignée.

V.3- Choix de la méthode de calcul :

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 :

1. La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente consiste à **remplacer l'action dynamique du séisme** par un **système de forces statiques équivalentes** (forces latérales) appliquées à chaque niveau de la structure. Ces forces sont calculées à partir de la masse de chaque étage et de l'accélération sismique attendue.

1.a – principe :

- **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 : d'après [RPA99/2003](Art4.2.3)

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification moyen de sol

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : [RPA99/version2003] (Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

- T est la période fondamentale de la structure " en seconde "

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j

1.b – Domaine d'application de la méthode statique équivalente : [RPA99/version2003] (Art4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I et II) et de 30m en (III).
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II :

Groupe d'usage 3 Groupe d'usage 2 : si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupes d'usage 3 et 2 : si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

2. La méthode dynamique par accélérogrammes :

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région où sera

Implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet

accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique.

Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite

Évidemment le recours aux ordinateurs et aux spécialisés développés à cet effet.

3. La méthode d'analyse modale spectrale :

- Principe :

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.

- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode Statique équivalente n'est pas appliquée.

- **Spectre de réponse de calcul :** Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) 'action sismique est représentée par le spectre de reponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par [2] le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003).

D'après le RPA99/version2003, notre structure est implantée et classée dans une zone de faible sismicité (Zone I).

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures **ROBOT**.

V.4-Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Tiaret (**Zone I**), il sera classé en « **Groupe2** ».
- Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie ferme **S3**.

V.5- Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Le calcul V_{st} à partir la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

a) Coefficient d'accélération de zone :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Groupe \ Zone	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0.25	0.35
1B	0,10	0.20	0.30
2	0,08	0.15	0.25
3	0,05	0.10	0.15

Tableau V.1 : Accélération de zone

Dans notre cas nous avons une structure située en

Zone (I)
{ un groupe d'usage 2 } >> A = 0.08

b) Facteur d'amplification dynamique moyenne :

D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3,0s \end{cases}$$

Premièrement on a calculé le facteur de correction d'amortissement à partir la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η »

ξ :Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type déstructure et de l'importance des remplissages, il est donné par le Tableau (4.2) du RPA 2003.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.2 : Pourcentage d'amortissement critique

Dans les deux directions : $\xi = 7\%$

✓ On prend : $\eta_x = \eta_y = 0,882 > 0,7$ **Condition Satisfaite.**

: La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 18,36 \text{ m}$$

: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6) du RPA 2003.

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Portiques auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stable 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	0,050

Table V.3 : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Dans notre cas nous avons

$$C_t = 0,05$$

Périodes statiques :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 18,36^{\frac{3}{4}} = 0,44 \text{ sec}$$

On peut utiliser aussi la formule

$$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données précédemment.

$$\begin{cases} D_x = 27,60 \text{ m} \\ D_y = 24,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_{x \text{ empirique}} = \min (0,31 ; 0,44) = 0,31 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \min (0,33 ; 0,44) = 0,33 \text{ sec}$$

- On tire T_2 à partir le Tableau 4.7 de RPA 99 v2003 :

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1(\text{sec})$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2(\text{sec})$	0,40	0,30	0,50	0,70

Tableau V.4 : Valeur de T1 et T2

Notre structure va installer à un site de catégorie ferme (S3).

On a :

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

On observe que :

$$0 \leq T_x = 0,31 \leq T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$0 \leq T_y = 0,33 \leq T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

Donc : Dans les deux directions

$$D_x = D_y = 2,20$$

c) Facteur de qualité :

Q: Le facteur de qualité de la structure est 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au Tableau 4.4

N° :	Critère q	P_q	
		Direction xx	Direction yy
01	Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
02	Redondance en plan	0,05	0,05
03	Régularité en élévation	0	0
04	Régularité en plan	0	0
05	Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
06	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Σ		0,15	0,15

Tableau V.5 : Récapitulatif la pénalité à retenir " selon RPA99/v2003.

a- Selon x :

$$Q_x = 1 + 3(0,05) = 1,15$$

b- Selon y :

$$Q_y = 1 + 3(0,05) = 1,15$$

$$Q_x = Q_y = 1,15$$

d) Coefficient de comportement global de la structure

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
Béton Armé		
1a	Portiques auto auto-stable sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto auto-stable avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V.6 : Coefficient de comportement globale de la structure

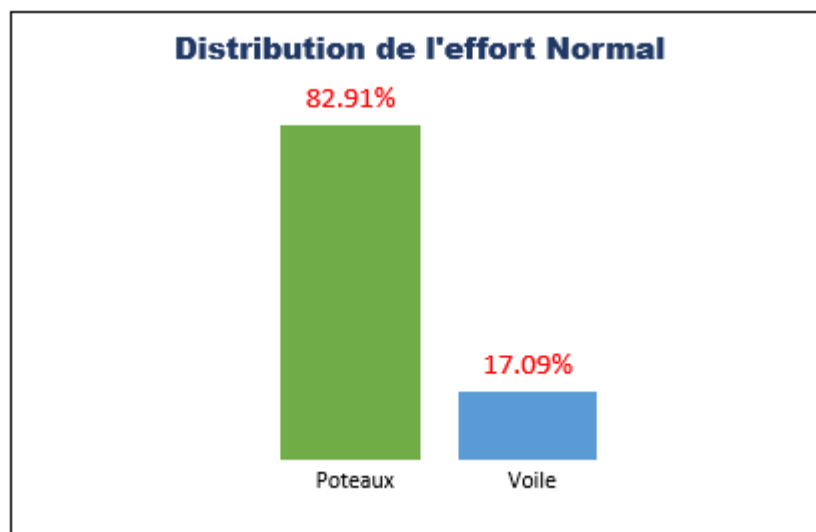


Figure V.1 : Diagramme de distribution de l'effort normal entre voiles et poteaux

Notre portique est Portiques auto auto-stable avec remplissages en maçonnerie rigide
Donc :

$$R = 3.5$$

e) Le poids total de la structure :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel ROBOT :

$$W = \sum w_i = 15\,834,02 \text{ KN}$$

- on utilise la formule de force sismique total :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_{st} = \frac{0.08 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 274334,53 = 1586,524 \text{ KN}$$

V.6- modélisation de la structure sur ROBOT

V.6.1- Présentation du logiciel ROBOT :

Robot Structural Analysis est un logiciel développé par Autodesk pour l'analyse et la simulation des structures de bâtiment et de génie civil. Il permet de modéliser facilement des structures complexes, de réaliser des analyses statiques, dynamiques et sismiques, et de vérifier la résistance des matériaux. Grâce à son interface intuitive et ses outils puissants, il aide les ingénieurs à optimiser leurs conceptions, à détecter les problèmes potentiels et à garantir la sécurité des projets avant la construction réelle.

V.6.2- Etapes de modélisation :

1. Lancement du programme ROBOT :

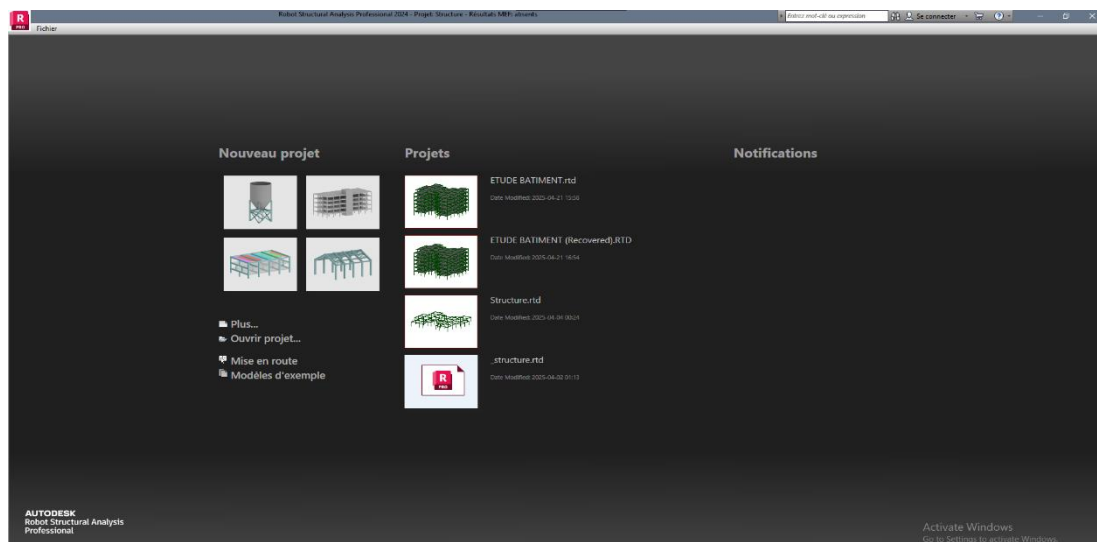


Figure V.2 : Lancement du programme ROBOT.

2. L'environnement de travail :

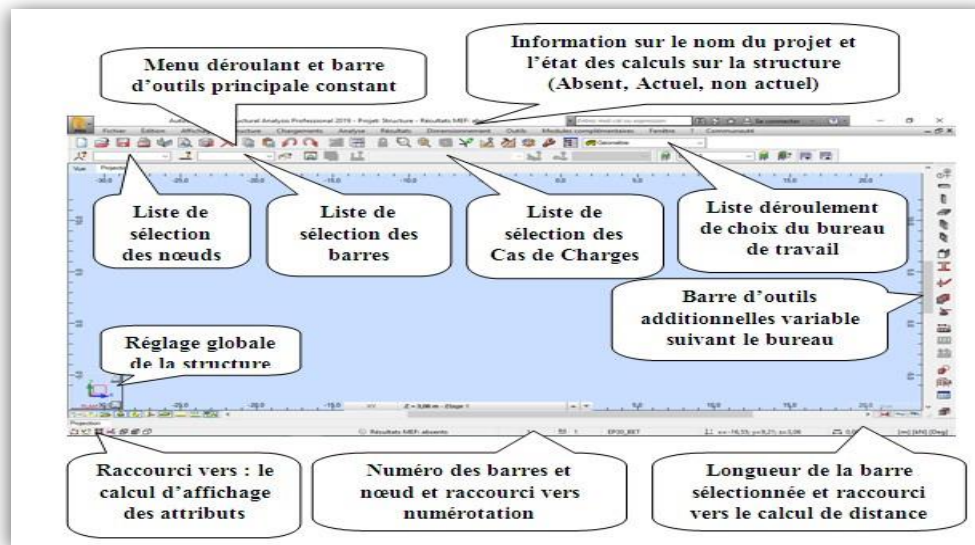


Figure V.3 : Environnement du travail

3. Organigramme de calcul : notre structure a étudié en béton armé

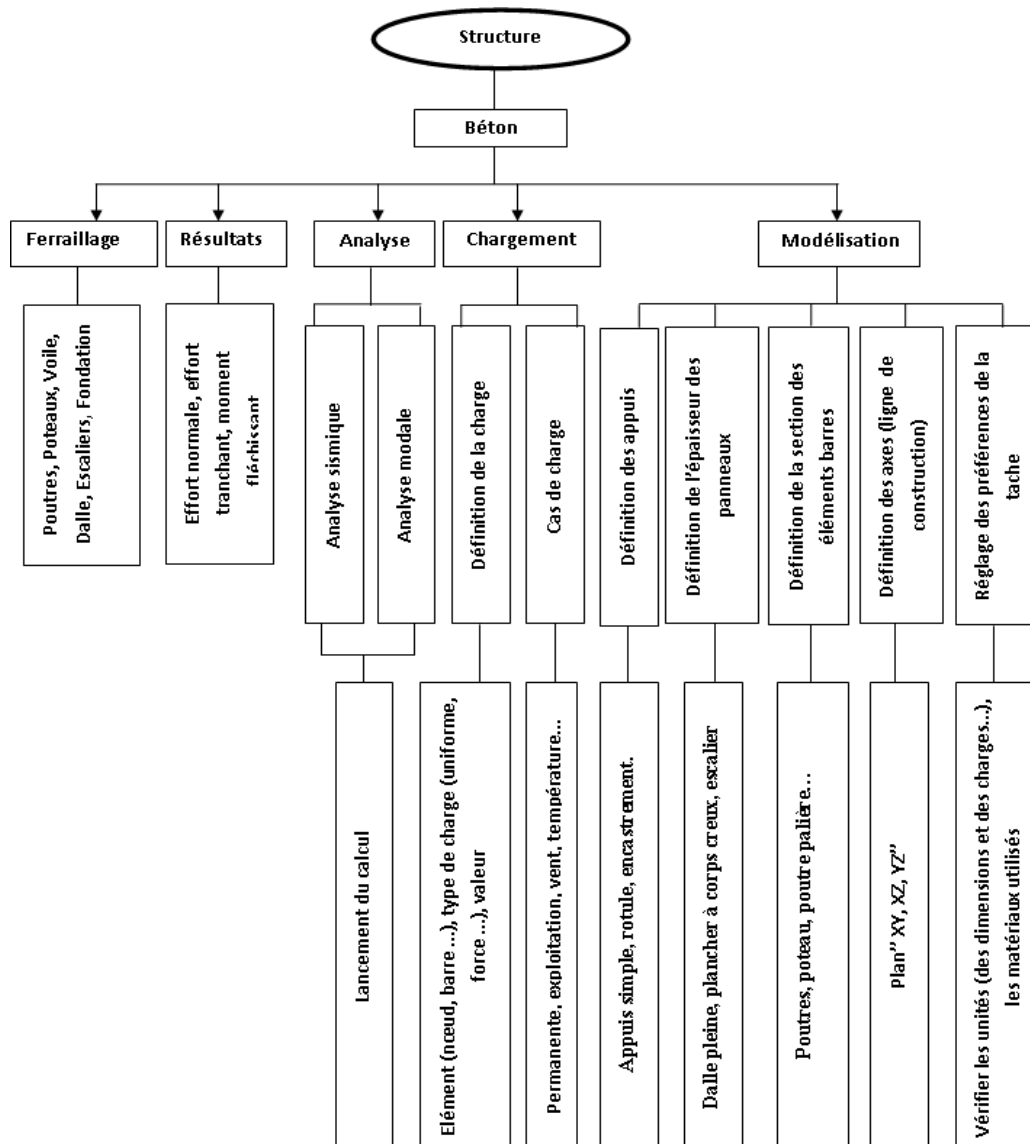


Figure V.4 : Organigramme de calcul

4. L'organigramme des données : pour faire la modélisation

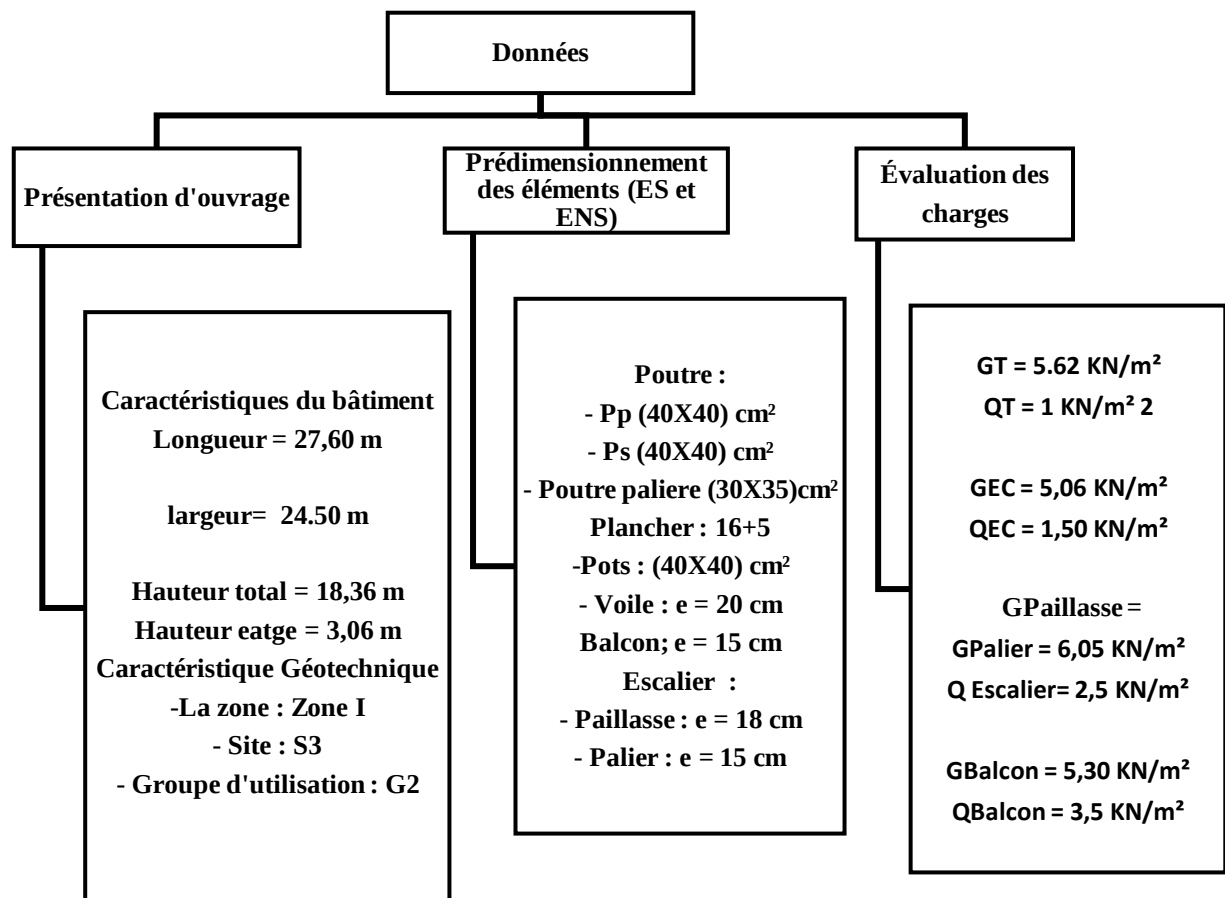


Figure V.5 : Organigramme globale des données

5. Préférence de la tâche :

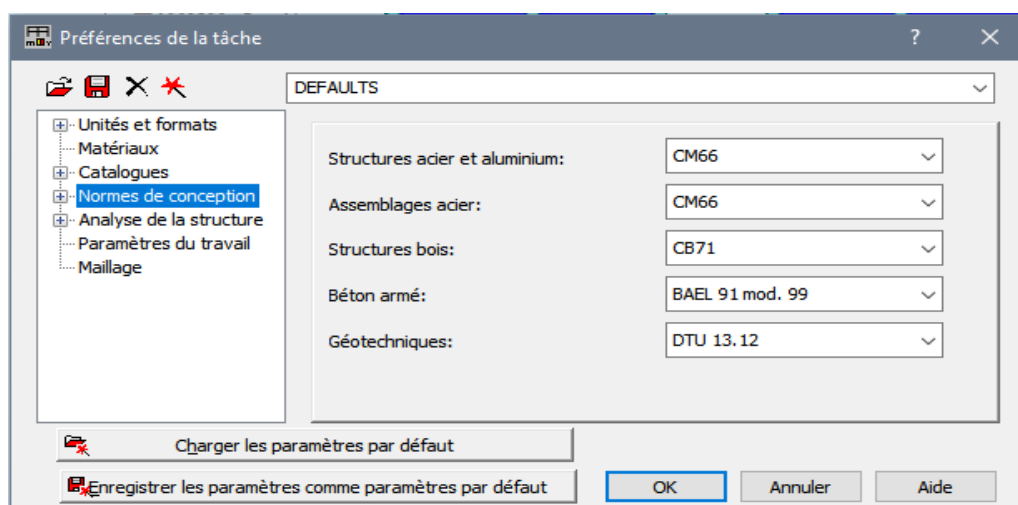


Figure V.6 : Réglage des normes.

unité		Normes de conception			Charge	
F	D	Matériau x	Béton armé	Géotechnique	Pondérations	Charges sismiques
KN	m	Béton25	BAEL91mod.99	DTU 13.12	BAEL91	RPA99(2003)

Tableau V.7 : Réglage des normes.

6. Ligne de construction :

On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions(x, y, z) puis on clique sur 

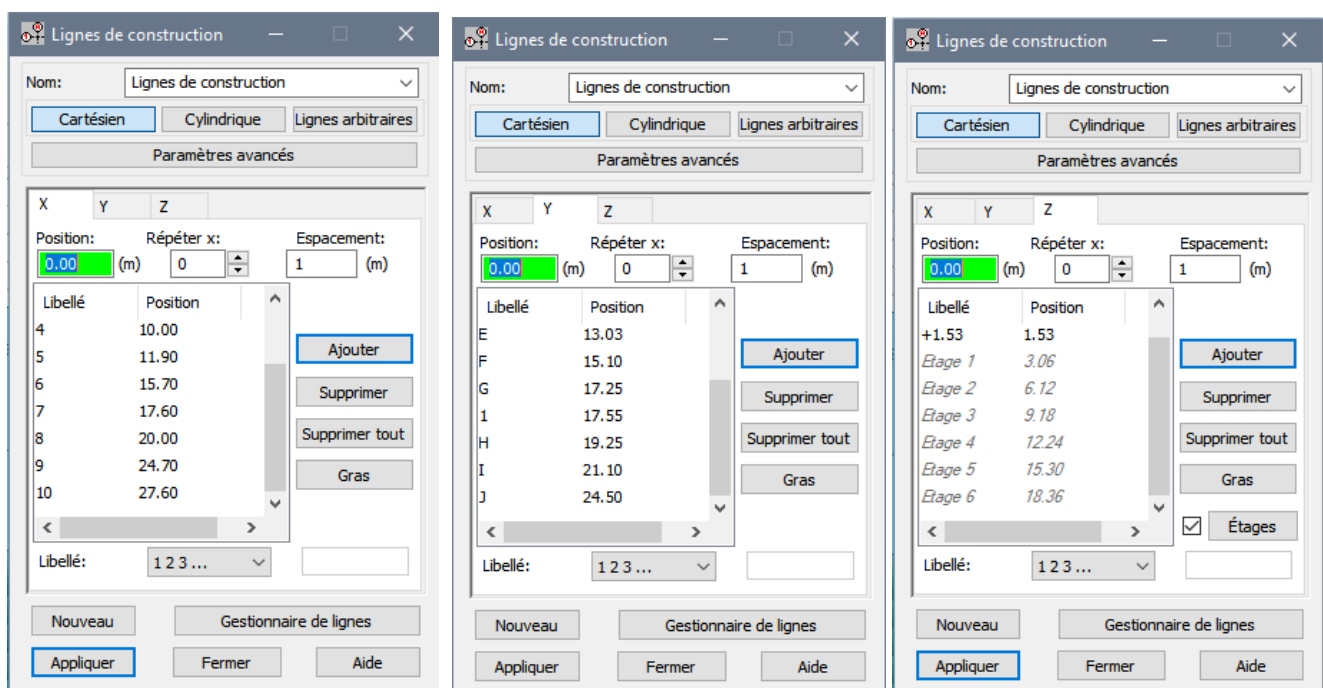


Figure V.7 : Ligne de construction (position X, Y, Z).

7. Définition de la section :

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé 

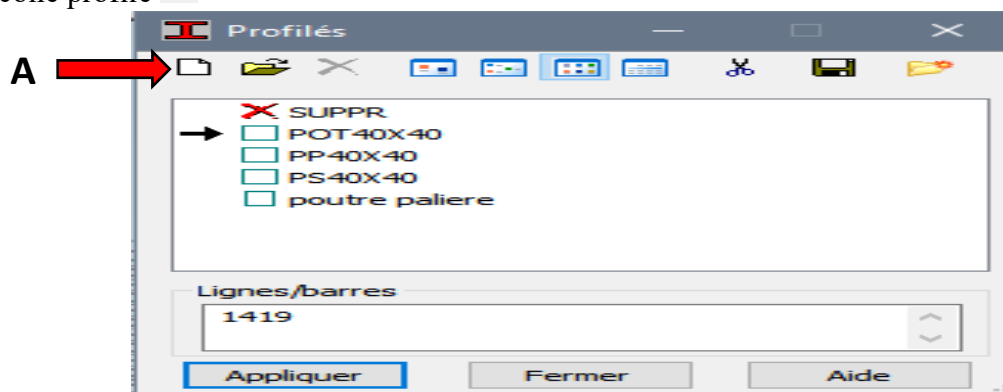


Figure V.8 : Profil.

On clique sur le bouton **A** pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :

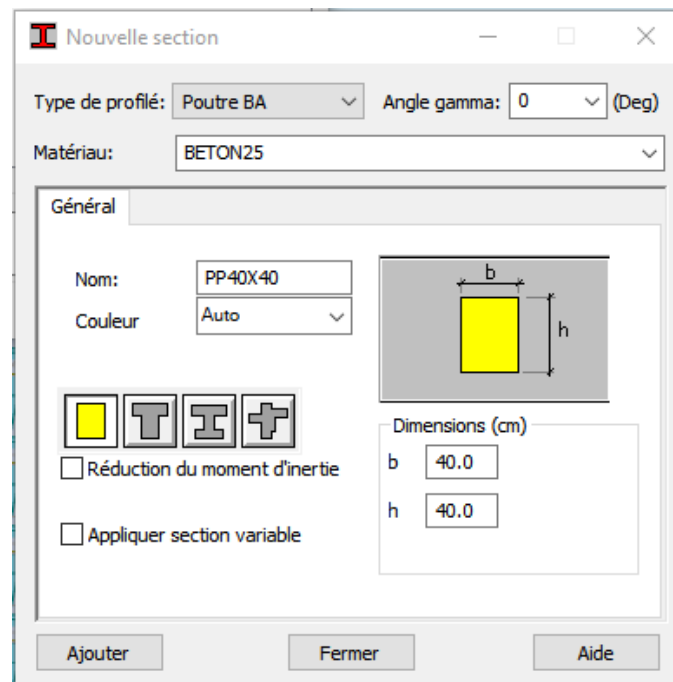


Figure V.9 : Type de profilé Pp; Ps; PT

Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre** pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure :

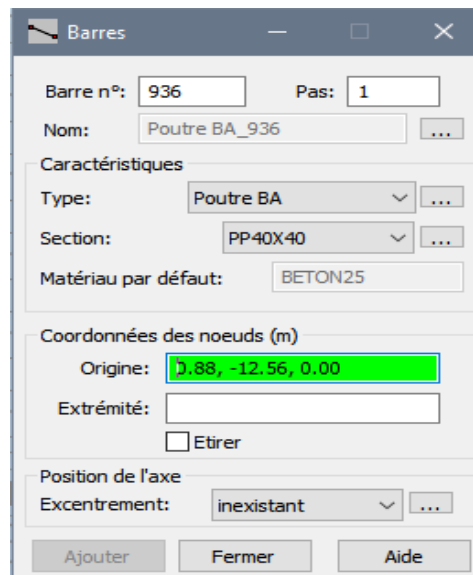


Figure V.10 : Définition des barres.

On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre, poteau,...etc.) par le point origine.

8. Définir les plancher et les voiles :

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône panneaux pour définir le type de ferrailage (plancher BA)

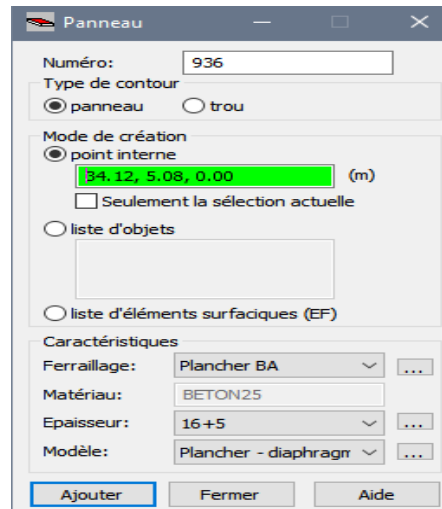


Figure V.11 : Définition des panneaux.

On clique sur le bouton épaisseur EF  pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton **Ajouter** dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci- dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

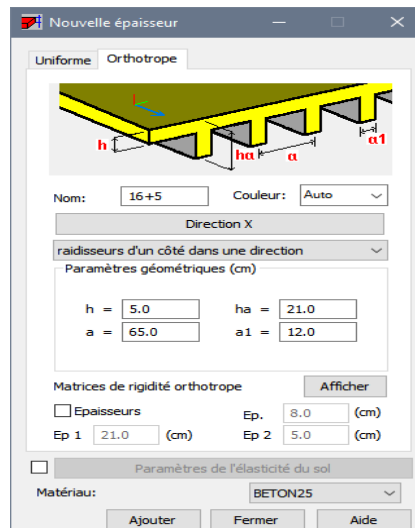


Figure V.12 : Définition le plancher (16+5).

- **Pour la dalle pleine :**

On fait la même chose sauf dans la fenêtre : nouvelle épaisseur on clique sur uniforme :

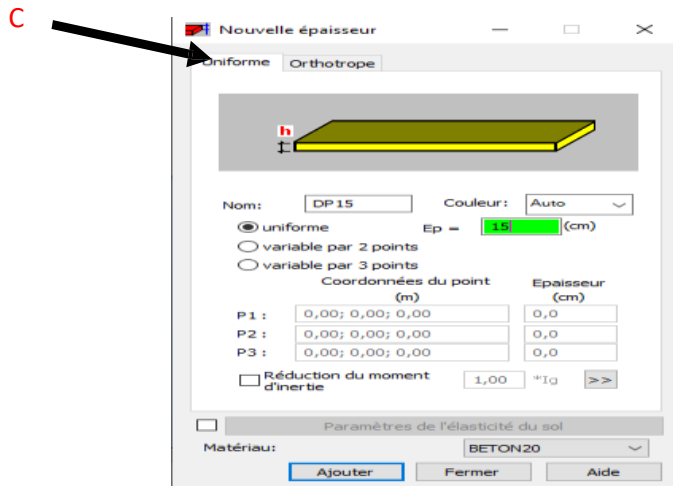


Figure V.13 : Définition d'épaisseur des panneaux.

- **Pour les balcons et les voiles :**

La même chose avec les modifications d'épaisseur, en plus pour les voiles on choisit le ferrailage en voile.

9. Définition des liaisons rigides :

On va menu **définition de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigide**  la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

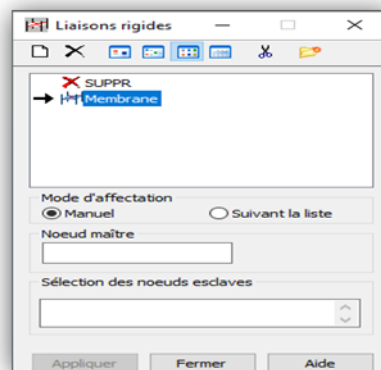


Figure V.14 : Définition des liaisons rigides.

On clique sur l'icône **définir une nouvelle liaison rigide** et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître.

10. Définition de charge :

On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charges (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature.

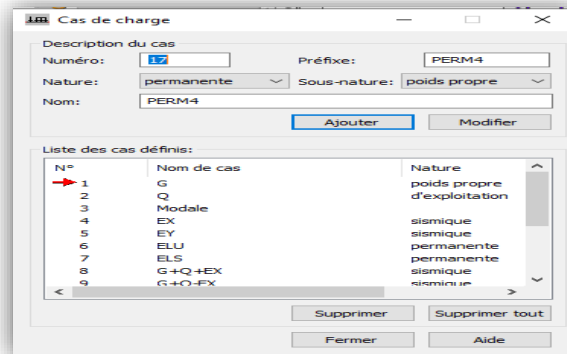


Figure V.15 : Cas de charge.

La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charges on clique sur le bouton **Nouveau** pour ajouter le cas de charge.

- **Saisir la valeur de la charge :**

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :

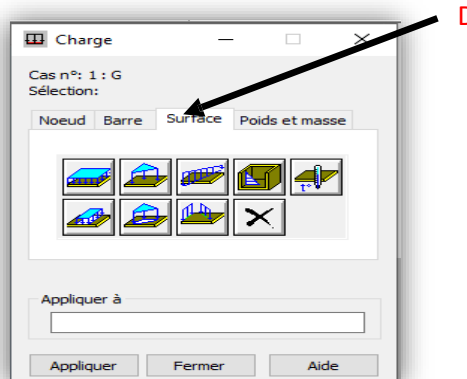


Figure V.16 : Définition de la charge.

On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique) une fois la valeur est introduit on clique sur l'élément pour appliquer la charge. A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu **charge/combinaisons manuelles**

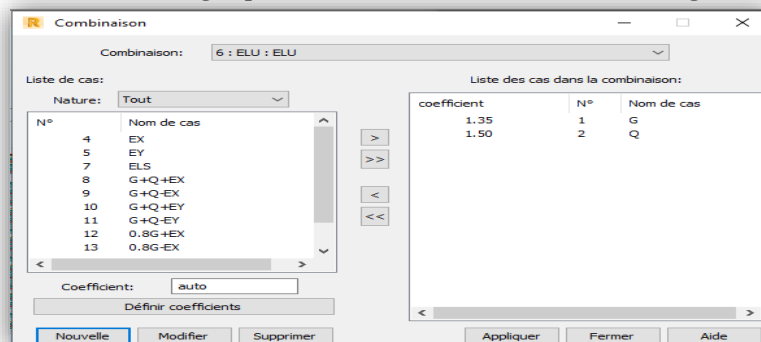


Figure V.17 : Combinaisons.

11. Les conditions aux limites :

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône  dans notre cas on choisit :

- **Nodaux** : encastrement pour les poteaux ;
- **Linéaire** : encastrement des voiles et des escaliers.

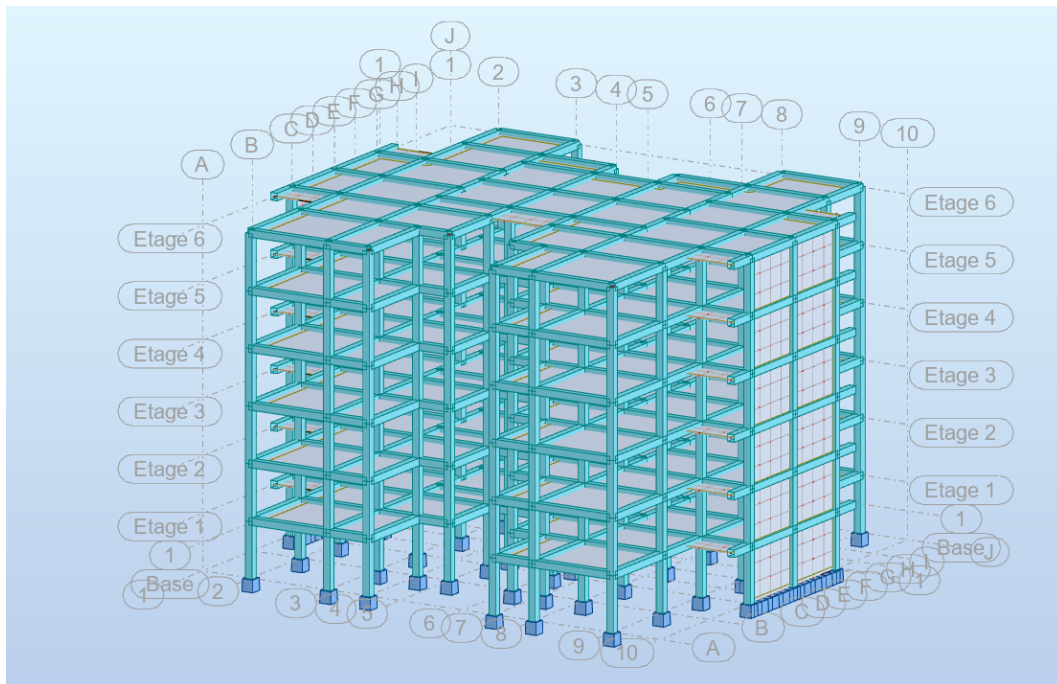


Figure V.18 : Vue en 3D de la structure modélisée.

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

- a) Analyse modale ;
- b) Analyse sismique ;

On clique sur le bouton Analyse dans le menu pour définir le type d'analyse

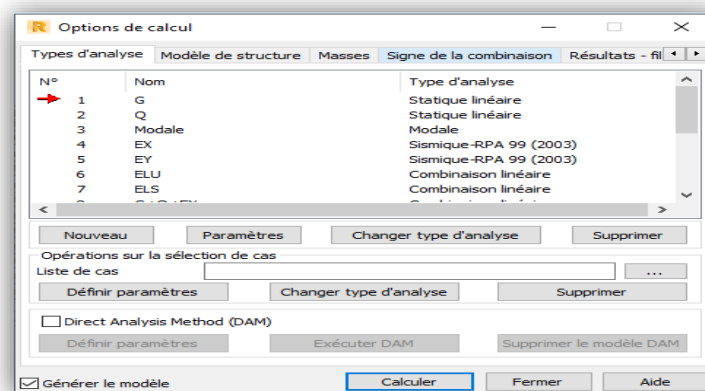


Figure V.19 : Option de calcul.

On clique sur Nouveau pour choisir le type d'analyse (modale)

On va saisir le nombre des modes de notre structure 3 modes et la matrice des masses (cohérente), et l'amortissement et on clique sur **OK**.

On procède exactement de la même façon pour l'analyse sismique, on clique sur Nouveau et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**

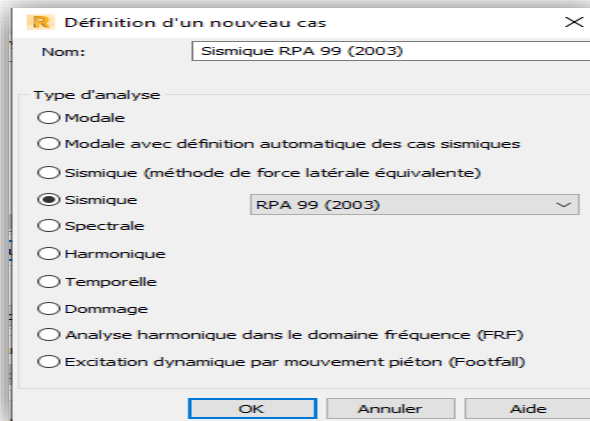


Figure V.20 : Définition d'un nouveau cas

On saisit la zone, le groupe d'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité.

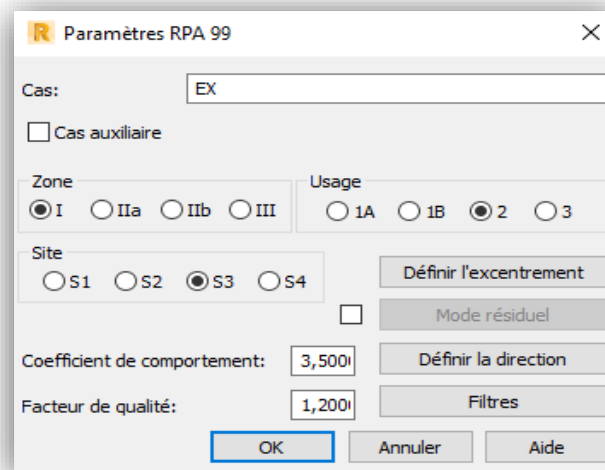


Figure V.21 : Paramètres RPA99.

V.5- Les résultats de l'analyse :

- Lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse en cliquant sur le bouton calculer  dans le menu.

- Spectre de réponse :

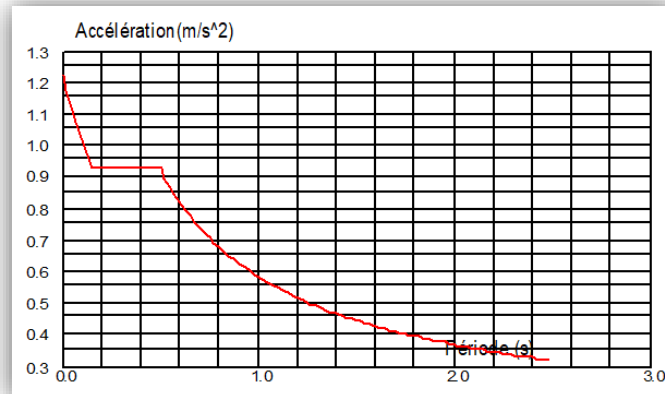


Figure V.22 : Diagramme de spectre de réponse.

- Tableau des périodes et masses.

- Les valeurs peuvent déterminer directement par logiciel ROBOT:

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,46	72,77	0,00	72,77	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 2	0,27	72,77	71,20	0,00	71,20	2797542,84	2797542,84
3/ 3	0,21	72,77	71,20	0,00	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 4	0,12	89,92	71,20	17,14	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 5	0,08	89,92	71,23	0,00	0,03	2797542,84	2797542,84
3/ 6	0,08	89,92	71,23	0,00	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 7	0,08	89,92	71,28	0,00	0,05	2797542,84	2797542,84
3/ 8	0,07	89,94	71,28	0,03	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 9	0,07	89,94	85,15	0,00	13,87	2797542,84	2797542,84
3/ 10	0,07	89,95	85,15	0,00	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 11	0,07	89,95	91,05	0,00	5,90	2797542,84	2797542,84
3/ 12	0,07	89,95	91,06	0,00	0,01	2797542,84	2797542,84
3/ 13	0,07	89,96	91,06	0,02	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 14	0,07	89,96	91,06	0,00	0,00	2797542,84	2797542,84
3/ 15	0,06	90,00	91,07	0,04	0,00	2797542,84	2797542,84

Tableau V.8 : Tableau des périodes et masses.

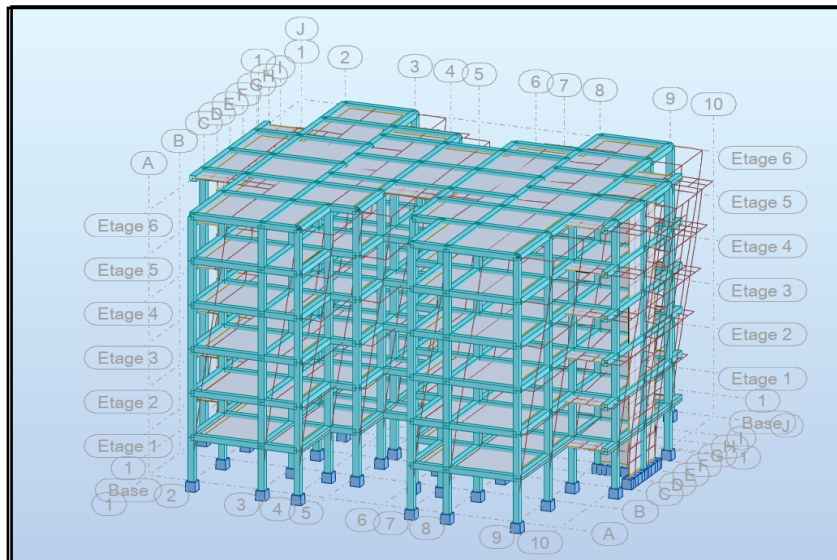


Figure V.23 : Translation suivant X.

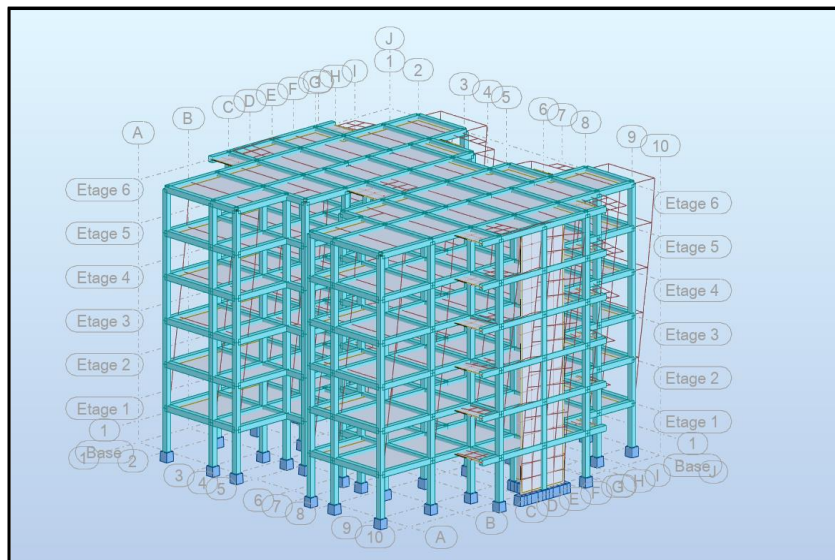


Figure V.24 : Translation suivant Y.

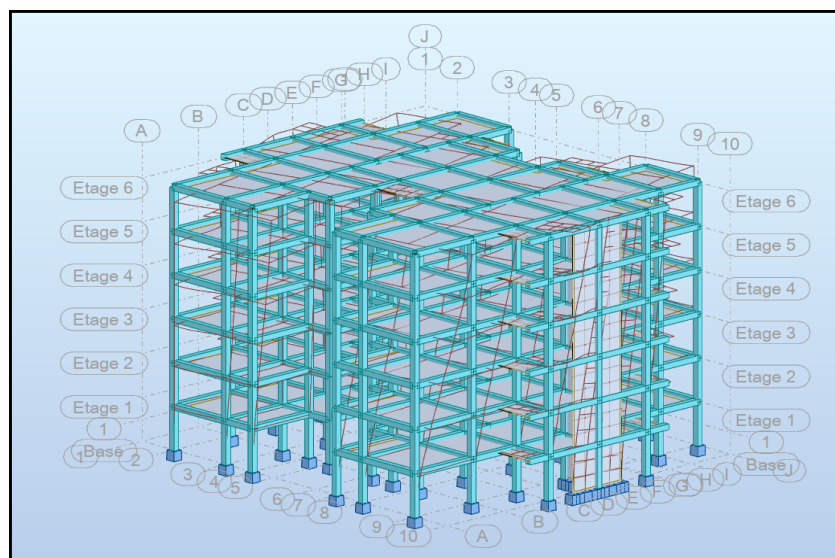


Figure V.25 : Translation suivant Y.

V.7- Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :

V.7.1- Vérification de la résultante des forces sismique :

L'interprétation des résultats avec logiciel ROBOT nous donne la résultante des forces sismiques à la base :

	Vdx	Vdy
Force sismique (KN)	1869,18	1874,36

$$V_d \geq 80\% V_{st} \begin{cases} V_{dyX} = 1869,18 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 1269,21 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Satisfaite} \\ V_{dyY} = 1874,36 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 1269,21 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Satisfaite} \end{cases}$$

V.7.2 - Vérification de la période fondamentale:

La valeur de « T » calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus 30%.

$$T_{dy} = 0,46 \text{ s} < 1,3T_{st} = 0,572 \text{ s} \dots \dots \text{Conditions Satisfaite.}$$

V.7.3 - Vérification des facteurs de participation massique :

- selon RPA99/v2003 :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au

Moins de la masse totale de la structure.

On doit vérifier : $\sum \alpha \geq 90\%$

- Le logiciel ROBOT peut déterminer directement les valeurs les coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Cas/Mode	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	72,77	0,00
3/ 2	72,77	71,20
3/ 3	72,77	71,20
3/ 4	89,92	71,20
3/ 5	89,92	71,23
3/ 6	89,92	71,23
3/ 7	89,92	71,28
3/ 8	89,94	71,28
3/ 9	89,94	85,15
3/ 10	89,95	85,15
3/ 11	89,95	91,05
3/ 12	89,95	91,06
3/ 13	89,96	91,06
3/ 14	89,96	91,06
3/ 15	90,00	91,07

Tableau V-9 : facteur de participation massique.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 90\% > 90\%$ **Condition**

Satisfaite.

Sens transversale :

$\Sigma\alpha_y = 91,07\% > 90\%$ **Condition**

Satisfaite.

V.7.4- Calcul et vérification des déplacements : [RPA99/v2003]

- Selon le critère de justification de sécurité [RPA99/v2003] (Art5.10) :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k$$

Avec : $\bar{\delta}_k = 1\%h_e$ et $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

R : coefficient de comportement ; dans notre structure $R = 3,5$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

1. Sens X :

Niveaux	Sens Y			Comparaison	
	$\delta(\text{cm})$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (m)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	
5	0,788	0,02723	0,00515	0,0306	Vérifiée
4	0,631	0,02209	0,00539	0,0306	
3	0,477	0,01670	0,00539	0,0306	
2	0,323	0,01131	0,00490	0,0306	
1	0,183	0,00640	0,00396	0,0306	
RDC	0,070	0,00245	0,00245	0,0306	

Tableau V.10 : Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens X).

2. Sens Y :

Niveaux	Sens X			Comparaison	
	$\delta(\text{cm})$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (m)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	
5	2,274	0,07959	0,01362	0,0306	Vérifiée
4	1,885	0,06598	0,01505	0,0306	
3	1,455	0,05093	0,01579	0,0306	
2	1,004	0,03514	0,01516	0,0306	
1	0,571	0,01999	0,01271	0,0306	
RDC	0,208	0,00728	0,00728	0,0306	

Tableau V.11 : Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens Y).

V.7.5- Justification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure ET des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport à « k-1 ».

h : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique de 1 ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

1. Sens X :

Niveaux	P _K (KN)	h _K (m)	Δ _K (KN)	V _x	θ _x
5	4712.359027	3,06	0,07959	588,83	0.035
4	4542.925861	3,06	0,06598	1045,12	0.021
3	4542.925861	3,06	0,05093	1377,92	0.017
2	4542.925861	3,06	0,03514	1626,07	0.013
1	4542.925861	3,06	0,01999	1794,25	0.010
RDC	4550.897225	3,06	0,00728	1866,57	0.005

Tableau V.6: L'effet P-Δ sens X..

2. Sens Y :

Niveaux	P _K (KN)	h _K (m)	Δ _K (KN)	V _x	θ _x
5	4712.359027	3,06	0,00515	602,54	0.013
4	4542.925861	3,06	0,00539	1048,4	0.007
3	4542.925861	3,06	0,00539	1361,27	0.006
2	4542.925861	3,06	0,00490	1600,71	0.004
1	4542.925861	3,06	0,00396	1779,3	0.003
RDC	4550.897225	3,06	0.00245	1868,13	0.002

Tableau V.6: L'effet P-Δ sens X..

$\theta_k < 0,10$: **Donc** l'effet P - Δ est négligeable pour les deux directions longitudinale et transversale.

Chapitre VI :

Ferraillage Des éléments structuraux

VI.1- Introduction :

Le calcul précis et la mise en oeuvre correcte du ferraillage sont essentiels pour garantir la sécurité des portiques et pour résister aux charges horizontales et verticales.

Le logiciel ROBOT a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2.Combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferraillés par les combinaisons des charges sur la base des règlements **BAEL 91 et RPA 99/2003 (Art 5.2)**

1. Pour les poutres : $\begin{cases} (BAEL91): 1.35G + 1.5Q \\ \text{genre } (RPA99/2003) \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
2. Pour les poteaux: $\begin{cases} (BAEL91): 1.35G + 1.5Q \\ (RPA99/2003): G + Q \pm 1.2E \end{cases}$

Avec :

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation.

E : effort sismique.

VI.3- Ferraillage des poutres :

IV.3.1- Les armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/v2003 (Art 7.5.2.1)** on a :

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%.b.h (en toute section): $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% de la section de béton (en zone courante) ;
 - ✓ 6% de la section de béton (en zone de recouvrement)

$$\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 48\text{cm}^2 \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 96\text{cm}^2 \end{cases}$$

3. La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40 Φ en zone I et II

- 50 Φ en zone III

4. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et II
 - 20 cm en zone III
 5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de Rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90°
 6. Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont Constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle, on doit avoir un Espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par Nœud.
- Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

VI.3.2 - Exemple de calcul :

a) Poutre principale en travée (terrasse) :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 40$ cm.
- Hauteur de la poutre $h = 40$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 36$ cm

- $M_t = 23,65$ KN.m
 $\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.025 < \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))] = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.025$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,65 \times 10^3}{0.988 \times 36 \times 400} = 1.663 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 p. m(3,39 cm² /ml)[Annexe II]

VI.3.3 Vérifications :

1- Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_c}{f_e} = 0,23 \times \frac{36 \times 40 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h_t = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée sur toute la section.}$$

2 - Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 38,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$= 267,36 \text{ KN/m}^2 = \boxed{0,27 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement et les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

3- Détermination du diamètre des armatures transversales : D'après le

B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Theta_{\min} ; \frac{b_0}{10} \right) (\text{mm})$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{400}{35} ; 12 ; \frac{400}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min(11.4 ; 12 ; 40)$$

$$\phi \leq 11,4$$

$$\boxed{\phi = 8 \text{ mm}}$$

4- Quantité d'armatures transversal: D'après[RPA99/version2003](Art.7.5.2)

$$A_{t\min} = 0,003 S_{tb} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5 - Espacement des cadres :

$$St \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(32,4 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 32,4 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/2003 :

a) Zone nodale :

$$St \leq \{h/4; 30 \text{ cm}; 12\phi\} = \{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\}$$

$$\boxed{St=10 \text{ cm}}$$

b) Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \boxed{St= 15 \text{ cm.}}$$

6 -Vérification de la section d'armatures minimales :

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{At}{b \times St} \times \frac{Fe}{\gamma_s} \geq \dots \dots \dots 1$$

Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

- k = 1: (flexion simple)

- $f_{tj} = \min(f_{tj}, 3,3) \text{ MPa} = 2,1 \text{ MPa}$

- $f_e = 235 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 1,15$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{(0,27) - (0,3 \times 2,1) \times 40 \times 1,15}{0,9 \times 235} \dots \dots \dots 1$$

$$\frac{At}{St} \geq -0,13 \text{ cm}$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times St \times \gamma_s} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max(0,135 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots 2$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0,4 \times 40}{235} = 0,07 \text{ cm}$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{At}{St} \geq 0,07 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{on prend } St = 15 \text{ cm} \\ At \geq 0,07 \times 15 \\ At \geq 1,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow At = 4 \times \frac{\pi \phi^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \boxed{At = 4 \phi 8}$$

7-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 38,5 \text{ KN} ; M_a = 66,6 \text{ KN.M}$$

$$\delta = \frac{Ma}{Z} = \frac{66,6}{0,9 \times 0,36} = 205,55 \text{ KN} > T = 38,5 \text{ KN}$$

8- L'ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre τ_s pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (Pour acier à haute adhérence). [CBA93]

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec : Φ : diamètre d'une barre égale 1,2

$$\text{Donc : } L_s = 42,32 \text{ cm}$$

On prévoit une courbure : $r = 5,5 \Phi = 6,6 \text{ cm}$ (Pour barre à haute adhérence)

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right)$$

$$L_2 = 25,8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$L_1 = 1,10 \text{ cm}$$

Φ : diamètre d'une barre égale 1,4

$$\text{Donc : } L_s = 49,38 \text{ cm}$$

On prévoit une courbure : $r = 5,5 \Phi = 7,7 \text{ cm}$ (Pour barre à haute adhérence)

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right)$$

$$L_2 = 24,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$L_1 = 4,23 \text{ cm}$$

9- La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi & \text{en zone I et II} \\ 50\Phi & \text{en zone III} \end{cases}$$

Pour zone I :

$$\begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

-Compression de la bielle d'about : selon [BAEL91] article A5.1,313

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\overline{\sigma_b} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la biellette

On doit avoir $\overline{\sigma_b} \leq f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma_b} \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{ab_0} \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \rightarrow a \geq \frac{2T \cdot \gamma_b}{b_0 \cdot 0,8 f_{c28}}$$

$$a \geq 1,1 \text{ cm}$$

$$a \geq \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = c - c' - 2$$

$$c' = 2 \text{ cm}; c = 40 \text{ cm}$$

a': La largeur d'appui

c: la largeur de l'appui du poteau

c': L'enrobage

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 32,4 > 1,1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

- Position de l'axe neutre : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 36 \text{ cm}$

- Position de l'axe neutre : Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta \times A' (y - C') - \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$\eta A' (y - c') = 0 \rightarrow$ Puisque $A' = 0$ Donc :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$\rightarrow 20y^2 - 1830,6 + 50,85 y$$

$$y = 8,38 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{40}{3} 8,38^3 + 15 \times 3,39(36 - 8,38)^2$$

$$I = 46638,06 \text{ cm}^4$$

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

- En travée :

$$M_{ser} = 17,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,26 \times 10^6}{46638,06 \times 10^4} \times 8,38 \times 10 = 3,10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	Choix (mm)	A _s (cm ²)
Terrasse	Travées	23,65	1,66	3T12	3.39
	Appuis	66,6	4.798	3T14+2T12	5.88
Etag	Travées	19,27	1,35	3T12	3.39
	Appuis	76,62	5,55	3T14+2T12	5.88

Tableau VI.1 : Récapitulation du ferraillage des poutres principales

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	Choix (mm)	A _s (cm ²)
Terrasse	Travées	39.38	2.793	3T12	3.39
	Appuis	75.76	5.487	3T14+2T12	5.88
Etag	Travées	37.56	2.662	3T12	3.39
	Appuis	74.35	5.381	3T14+2T12	5.88

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires

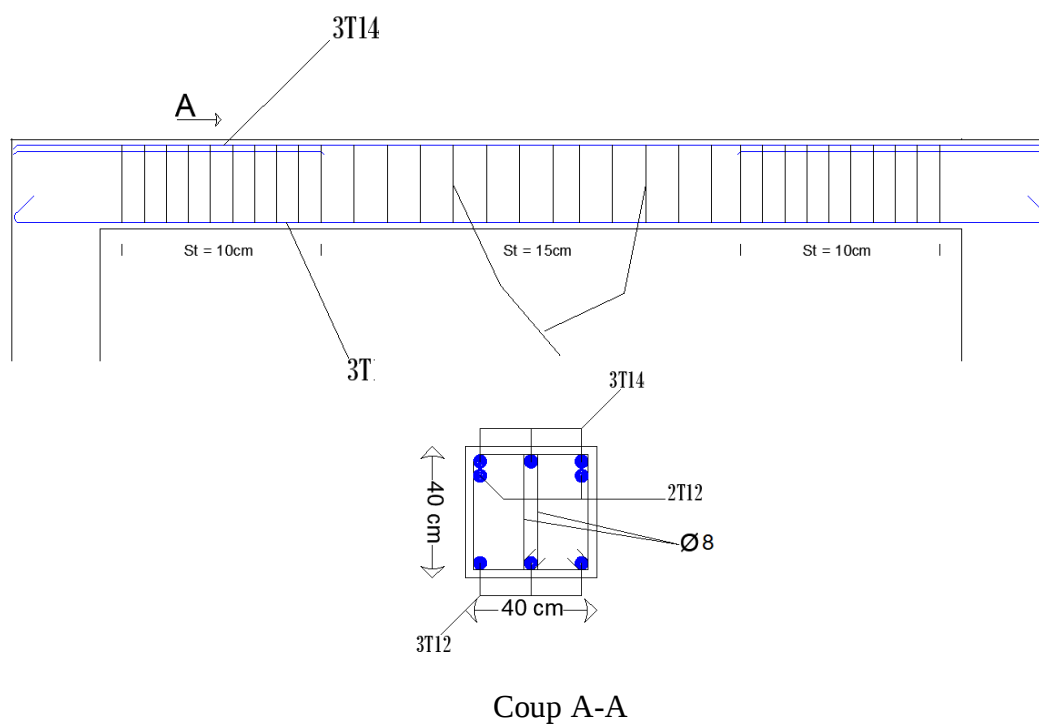


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales (Terrasse).

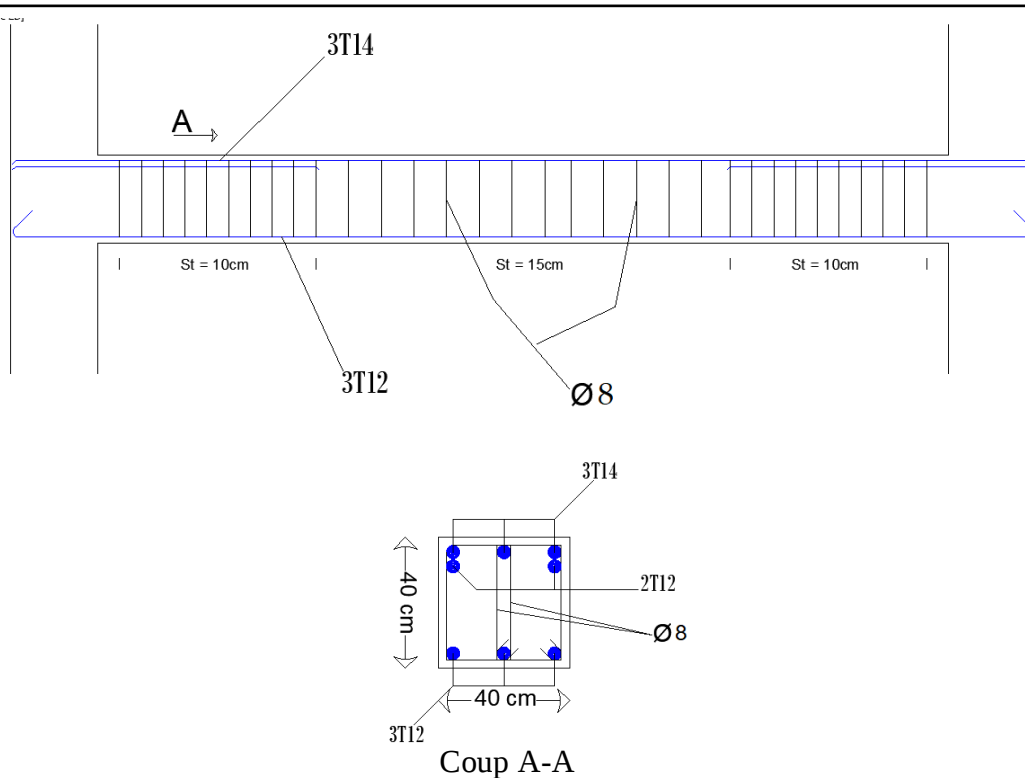


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales (Etage).

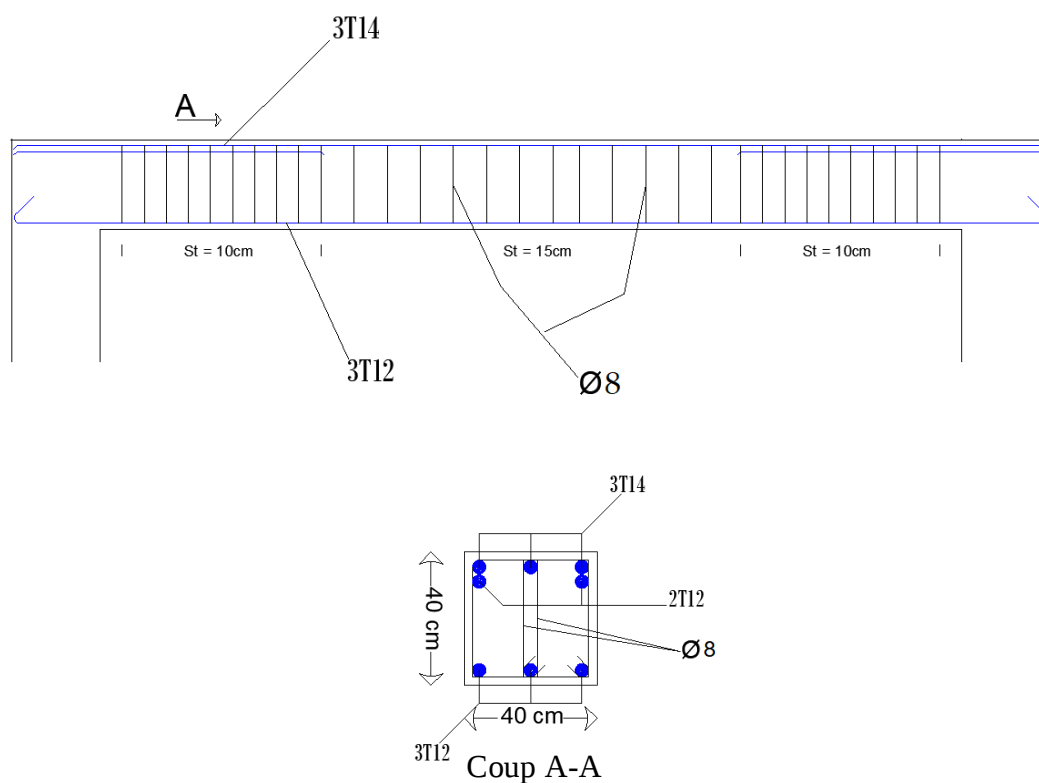


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (Terrasse).

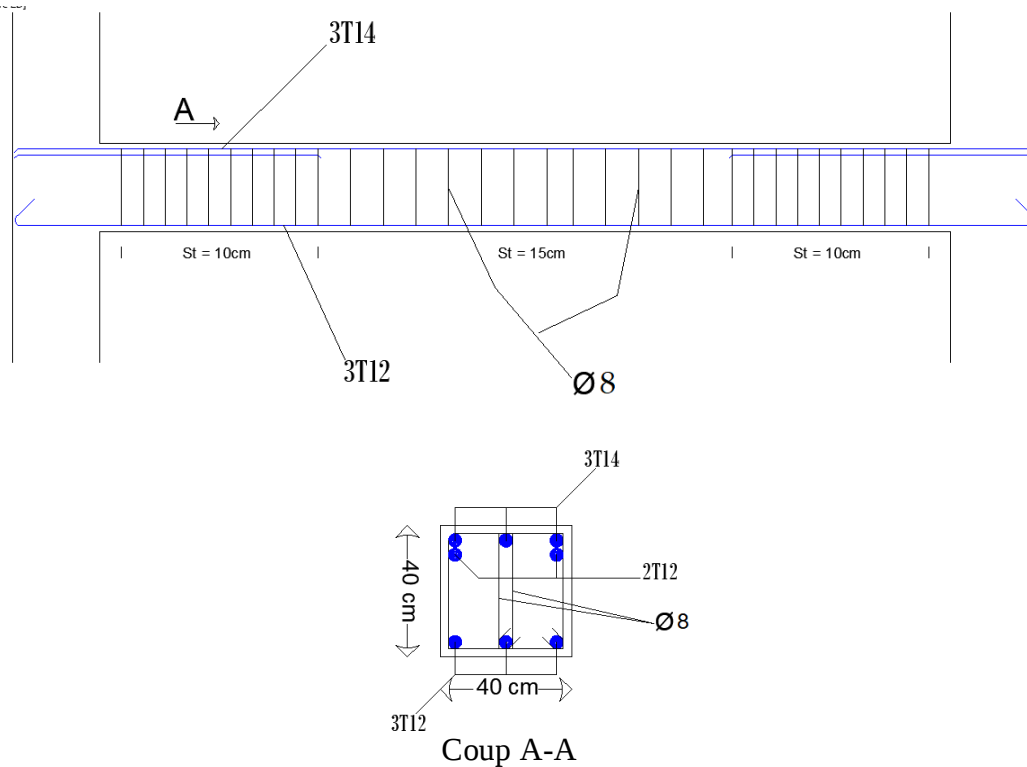


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (Etage).

VI-4- Ferraillage des poteaux

VI-4-1- Méthode de calcul :

En générale, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et

Un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit

Être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

- Premier genres : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A1 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A2 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A3 \end{cases}$$
- Deuxième genres : $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A4 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A5 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité ; :

- situation accidentelle: $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48MPa \end{cases}$
- situation normale : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 14.2 MPa \end{cases}$

VI-4-2- Ferraillage exigé par le RPA 99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :
 - Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I).
 - Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale recouvrements est de 40ϕ en zone I.
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.
- les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,7\% \times S = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times S = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\% \times S = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

VI.4.3. Les sollicitations défavorables :

Les tableaux suivant donnent les sollicitations défavorables de différents genres :

étages		Type (40x40)
combinaison		
A1	N _{max} (KN)	1312,6
	M _{cor} (KN.m)	2,09
A2	N _{min} (KN)	42,64
	M _{cor} (KN.m)	21
A3	M _{max} (KN.m)	49,38
	N _{cor} (KN)	111,40

Tableau VI-3: les sollicitations défavorables du premier genre

étages		Type (40x40)
combinaison		
A1	N _{max} (KN)	1145,02
	M _{cor} (KN.m)	21,23
A2	N _{min} (KN)	11,64
	M _{cor} (KN.m)	32,15
A3	M _{max} (KN.m)	64,7
	N _{cor} (KN)	137,23

sollicitations premier genre

Tableau VI-4: les sollicitations défavorables du deuxième genre.

VI-4-4- Exemple de calcul :

Un seul type de poteau sera calculé en détail (40x40). Données :

- Poteaux de section carrée (40x40) cm².
- Enrobage : $c = 2.5\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 40 - c = 37.5\text{cm}$.
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 400\text{MPa}$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 235\text{MPa}$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur $h = a = b = 40 \text{ cm}$.

• **Méthode de calcul :**

1-On détermine le centre de pression puis le moment:

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) \end{cases}$$

2-On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq Nu \times d \times \left(\frac{1 - 0.514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$).

3-Sinon, on calcul la section des armatures:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{sl} = A_s \cdot \frac{Nu}{\sigma_s}$$

4- On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.7\% \times b \times HT \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

• **Combinaison du premier genre (A1)**

$$N_{max} = 1312.6 \text{ KN} ; \quad M_{cor} = 2.09 \text{ KN.m}$$

a- Détermination du centre de pression:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.09}{1312.6} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1312.6 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} + 1.6 \times 10^{-3} \right) = 231.81025 \text{ KN.m}$$

b- Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0.81f_{bc} \times b \times h = 0.81 \times 14.20 \times 40 \times 40 \\ Mu \leq Nu \times d \times \left(\frac{1 - 0.514Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 1334.2 \times 0.375 \times \left(\frac{1 - 0.514 \times 1312.6}{400 \times 400 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 1312.6 \leq 18403.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ Mu = 231.81025 \leq 492.116 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

- Le calcul des autres cas sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Combinaisons	Nu (KN)	Mu(KN.m)	Centre de pression (m)	Vérification de la surabondance de la section	Acal (cm ²)
A1	1312.63	231.81025	1,6 x 10 ⁻³	Oui	
A2	42.64	28.462	0,5	Non	2.007
A3	111.4	68.875	0,44	Non	4.969

Table VI.5 : récapitulatifs des résultats pour 1^{er} genre

Combinaisons	Nu (KN)	Mu(KN.m)	Centre de pression (m)	Vérification de la surabondance de la section	Acal (cm ²)
A1	1145.02	204,43	1,85 x 10 ⁻²	Oui	
A2	11.64	34,01	2,76	Non	2.418
A3	137.23	86,65	4,7 x 10 ⁻¹	Non	6.476

Table VI.6 : récapitulatifs des résultats pour 2^{eme} genre

c- Section adoptée :

$$A_{min} = 0,7\% \times S = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopt} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, , A_{min}) = \max (0, 2.007, 4.969, 0, 2.418, 6.476, 11,20) = 11,2 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T14 = 12.32 cm

VI.4.5 Vérification :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 60,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = 418,81 \text{ KN/m}^2 = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \quad \text{on adopte: } \Phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4 \times \frac{\pi \phi^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots A_t = 4 \phi 8$$

- Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

Selon [RPA99/v2003](Art.7.4.2.2) :

- Les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ;

h_l : Hauteur totale de la section ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

S_t : L'espacement des armatures transversales ;

ρ_a : Coefficient correcteur $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

a) Espacement : Le RPA99/v2003, préconise les conditions suivantes :

Zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 5,355 \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 60,31}{40 \times 235} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,24 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Satisfait**

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{T \times b}$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \Rightarrow 0,3\%$

Dans notre cas : $\lambda_g = 5,355$

Donc $\frac{A_t}{T \times b} = \frac{2,01}{15 \times 40} \times 100 = 0,335 \% > 0,3\% \dots \dots \dots$ **Condition Satisfait**

d) **Vérification la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{f_e \times A_t}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 40 \times 15}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Satisfait**

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

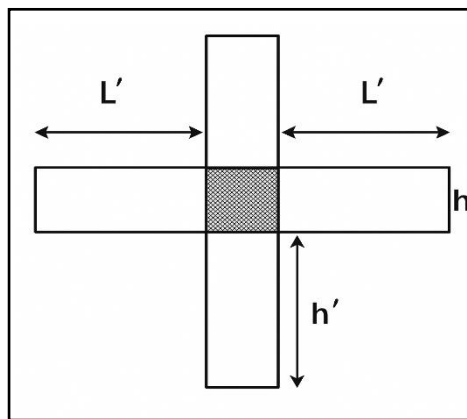


Figure VI.5 : Zone nodal

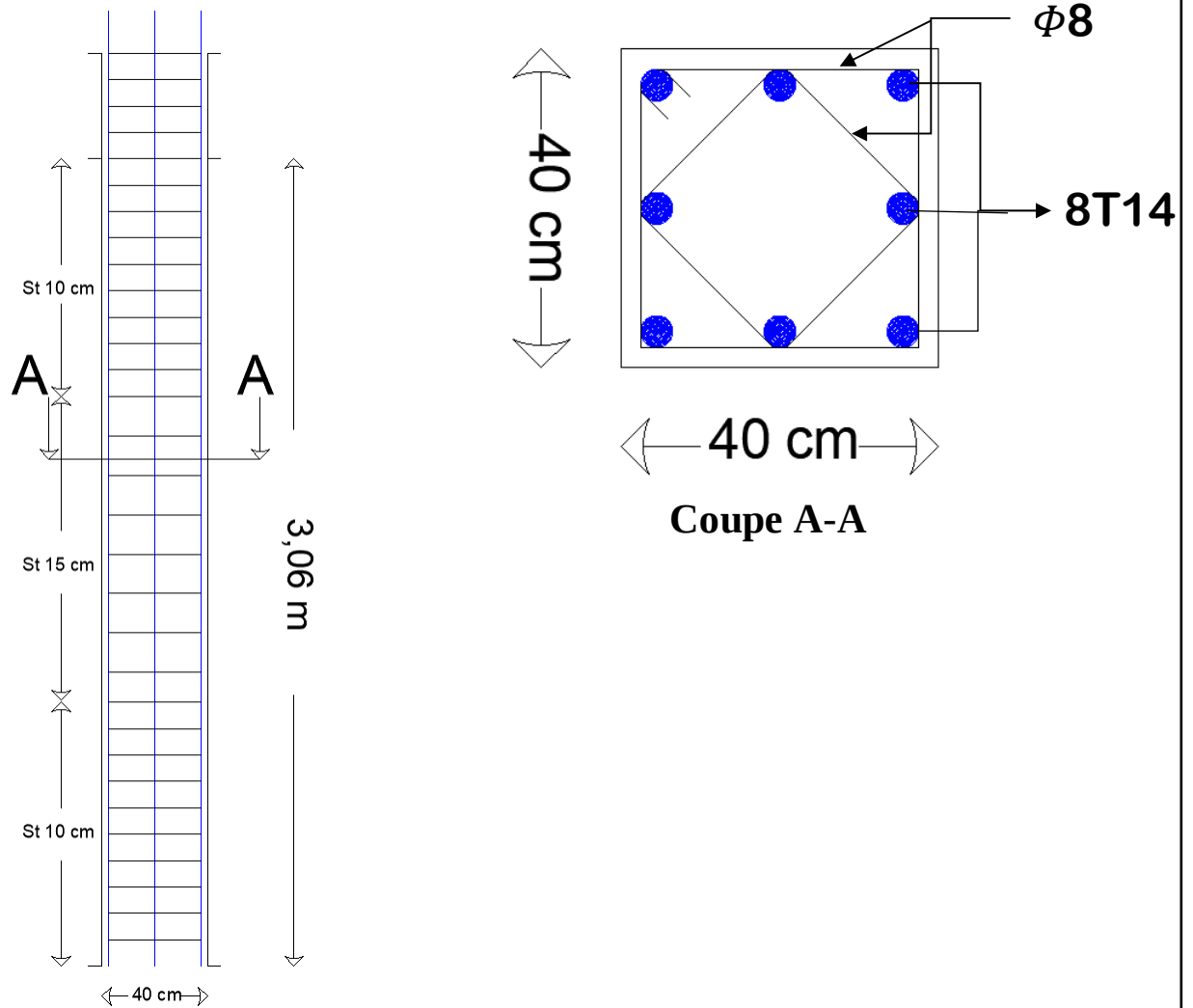


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm.

VI.5. Calcul et ferraillage des voiles :

VI.5.1 Introduction :

Les voiles ou mur en béton armé sont des éléments porteurs verticaux, généralement en béton armé, qui rigidifient la structure et résistent aux forces horizontales en les transférant aux fondations. Il y a généralement des armatures de comportement qui sont fixées de manière forfaitaire et des armatures qui sont prises en considération dans les calculs.

VI.5.2 Principe de calcul :

a) Conception :

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait de torsion.
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comportement l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment Fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les Combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier Selon le règlement RPA 99/2003 sous les effets N_{max} et M_{cor}

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VI.5.3 La méthode de calcul :

La méthode des contraintes est une méthode simplifiée permettant de déterminer les contraintes dans une structure, en supposant que la répartition des contraintes suit un diagramme linéaire

La contrainte maximale (σ_1) et (σ_2) sont calculées par la méthode de NAVIER (Méthode des contraintes) comme suit :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times v}{I}$$

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la plus éloignée;

I : Moment d'inertie.

Pour le calcul des contraintes, il existe trois cas :

- **1^{er} case:** $\sigma_1 > 0$ ET $\sigma_2 > 0$

La section est entièrement comprimée, Le ferraillage de cette section sera calculé par le pourcentage minimum exigé par les RPA99/v2003, donnée par : $A_{min} = 0,15\% \times a \times L$

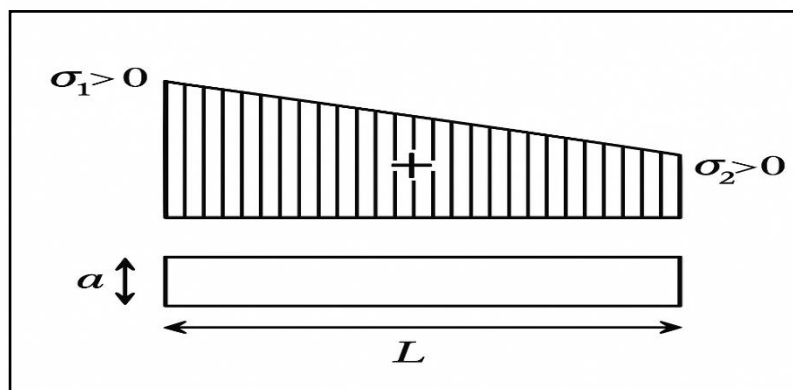


Figure VI.7: Section entièrement comprimée.

- **2^{ème} cas :** $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est entièrement tendue (figure). Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction. d'où la section des armatures verticales:

$Av = \frac{F_t}{f_e}$; On compare Av par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- si: $Av < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- : $Av > ,$ on ferraille avec Av

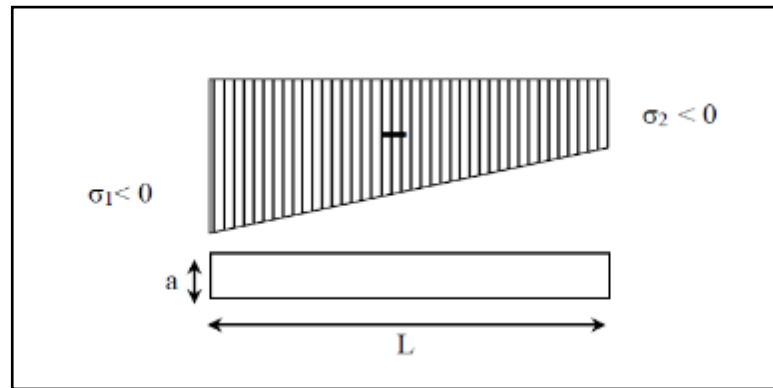


Figure VI.8: Section entièrement tendue.

- 3^{ème} cas : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est partiellement comprimée. Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.

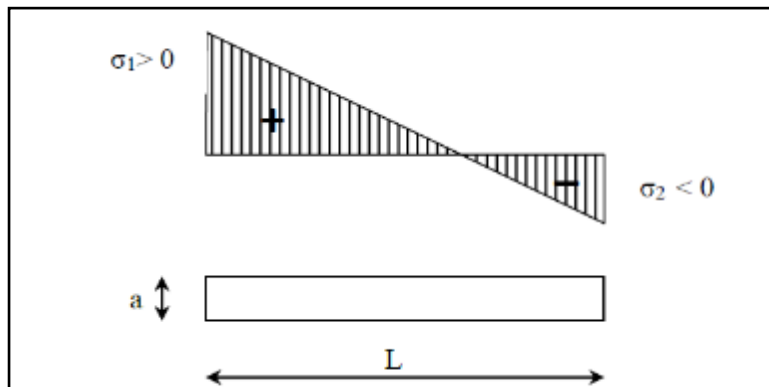


Figure VI.9: Section partiellement comprimée.

a. Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres Horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales dans la section du voile 0,15%

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

d. Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.5.4 Ferrailage des voiles:

- Exemple de calcul :

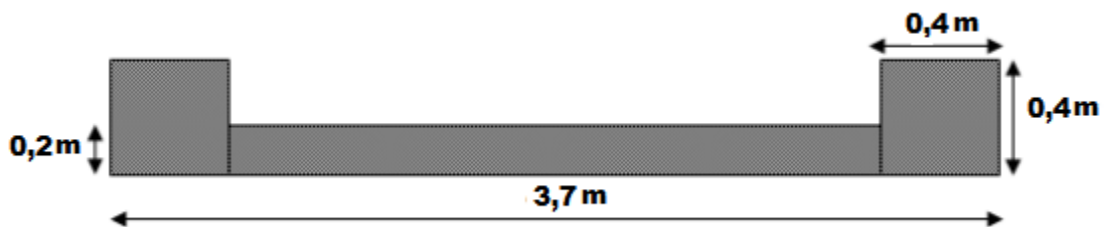


Figure VI.10: Schéma du voile+ poteau.

Les données	
$N_t(KN)$: effort normal	574.77
$M(KN.m)$: moment fléchissant	1044.52
$V(KN)$ effort tranchant	531,57
$A (m^2)$: section du voile	0,9
$I (m^4)$: moment d'inertie.	1,282
$V (m)$: distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée	1,85
$L(m)$: la longueur de voile	3,7
$e (m)$: épaisseur de voile	0,2

Tableau VII.7 : les résultats de calcul

a) Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{574.77}{0.9} + \frac{1044.52 \times 1.85}{1.282} = 2145.9 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{574.77}{0.9} - \frac{1044.52 \times 1.85}{1.282} = -868.67 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 3^{ème} cas : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est partiellement comprimée. Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{868.67}{868.67 + 2145.9} 3.70 = 1.06 \text{ cm}$$

- **La longueur de la zone comprimée:**

$$L_C = L - L_T = 3.70 - 1.06 = 2.64 \text{ cm}$$

- **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_3}{(L_t - b)} \rightarrow \sigma_3 = \frac{868.67 \times 0.66}{1.06} = 540.87 \text{ KN/m}^2$$

b) Détermination des armatures verticales :

La force résultante est donnée par :

$$F = \frac{\sigma_3 \times (L_t - b) \times e}{2} = \frac{540.87 (1.06 - 0.4) \times 0.2}{2} = 35.7 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{35.7}{400} \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1.1 \frac{1.4 \times 531.57 \times 10}{400} \times \frac{106}{370} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = A_v + A_{vj} = 0.9 + 5.86 = 6.76 \text{ cm}^2$$

Vérification vis à vis à RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0.2\% b h = 0.002 L_T a = 0.002 \times ((106 \times 20)) = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = 6.44 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.24 \text{ cm}^2$$

On prend 2x (6T12) = 13.58 cm²

- **L'espacement « St »:** selon le BAEL91, on a :

$$St \leq \min (2a; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (40; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/v 2003 on a :

$$St \leq \min (1.5a; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (30; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

$$S \leq \min \{St \text{ BAEL91}; St \text{ RPA99}\} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Détermination des armatures horizontales :

D'après le RPA99/v2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient 2x (6T12)

d) Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (l - 2Lt)a = 0,002 \times (370 - 2 \times 101) \times 20 = 6,72 \text{ cm}^2$$

On prend $A_c = 2 (7 \text{ T12})$

L'espacement :

$$S_t \leq \min (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (30; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$ pour la partie courante

e) Vérification de la contrainte de cisaillement τ :

- Selon [RPA99/v2003] (Art.7.2.2) : τ_u

$$\tau_u = \frac{1,4T}{a \times d} = \frac{1,4 \times 531,57}{0,2 \times 3,33} = 1117,40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,11 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$$

Satisfaite.

- Selon BAEL 91 :

$$T_{u\max} = 531,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = 798,153 \text{ KN/m}^2 = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

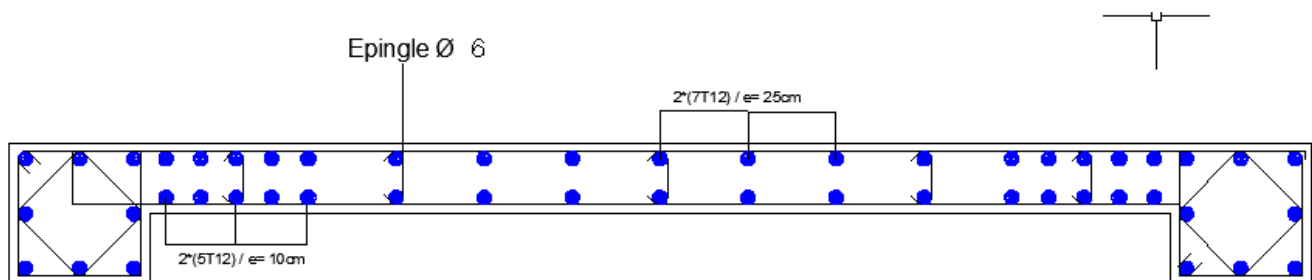


Figure VI.11 : Disposition des armatures verticale dans les voiles.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble .

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure

VII.2 Différents types de fondations :

a) Fondations superficielles

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les Couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques surfaciques sont Capables de supporter la construction. Si la distance entre deux semelles voisines est trop Faible, on peut les associer et aboutir, dans le cas ultime, à de fondations filantes ou encore à Un radier général sous l'ouvrage. Il s'agit du type de fondation le plus courant pour les Habitations, les murs de soutènement, les réservoirs,... Cette solution ne nécessite pas de Qualification particulière

Les fondations superficielles sont :

- **Les fondations fonctionnelles**, constituées par des semelles isolées sous poteaux ;
- **Les fondations linéaires**, constituées par des semelles continues sous poteaux ou murs;
- **Les fondations surfaciques**, constituées par des radiers et cuvelages sous poteaux ou murs.

b) Fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande Profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotté dans un terrain peu résistant. Dans ce Cas on compte sur les forces de frottements pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux.

- **La limite entre superficielles et profondes**

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des Terres forme la vague et suffisamment faible pour être négligé. On est en fondations Superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en Fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite. Cette limite dépend des deux conditions représentées dans la Figure (B : largeur de la fondation et H : profondeur d'assise)

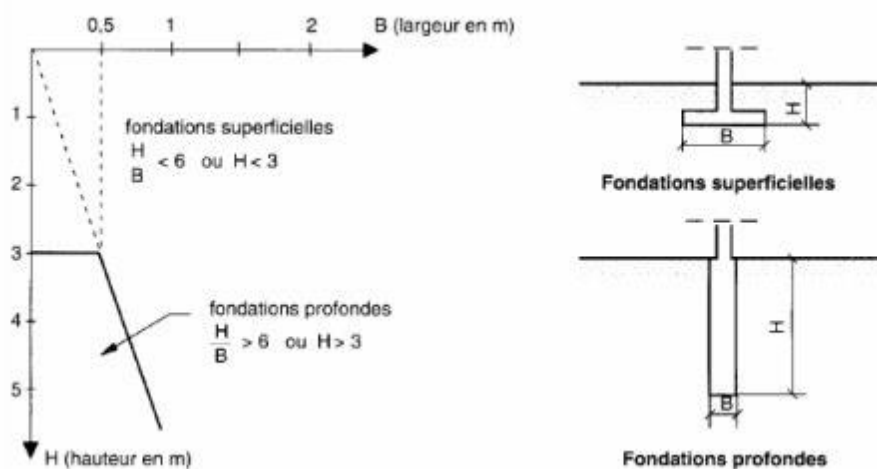


Figure VII.1 : Limite des fondations superficielles et profondes DTU 13.2

- Le choix de type de fondation dépend de :

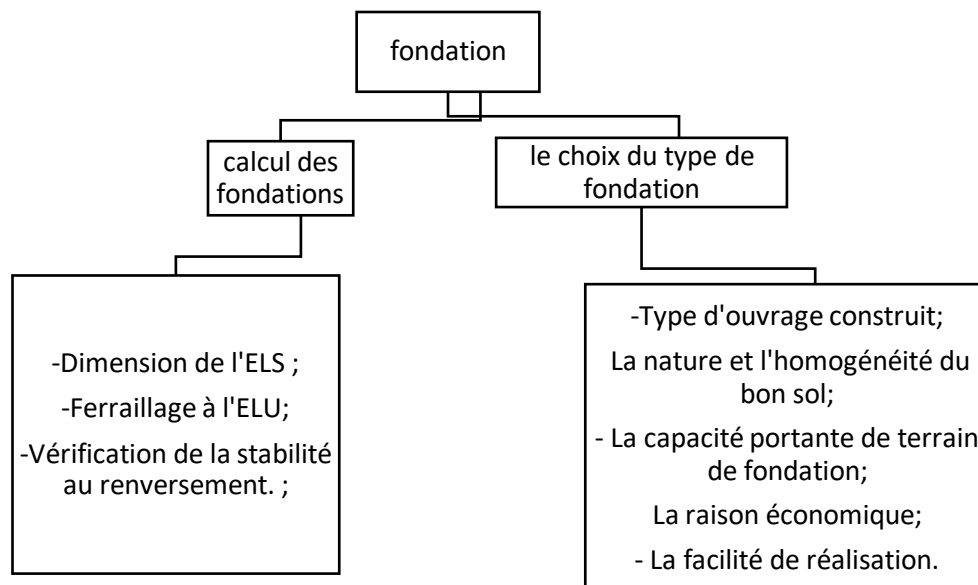


Figure VII.2: L'organigramme récapitulatif le calcul et le type, choix des fondations.

VII.3-Etude de fondation

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,95 \text{ bar} = 195 \text{ KN/m}^2$$

Le type de fondation adopté pour notre structure comporte des **Semelle isolées** et **Semelle jumelles, filantes**.

a) Fondations isolées (ponctuelles) :

Il s'agit de semelles isolées sous poteaux (un seul poteau).

Dimensions : les dimensions en plan B et L.

Catégorie inclut les semelles carrées : (B/L=1) et les semelles circulaires (de diamètre B).

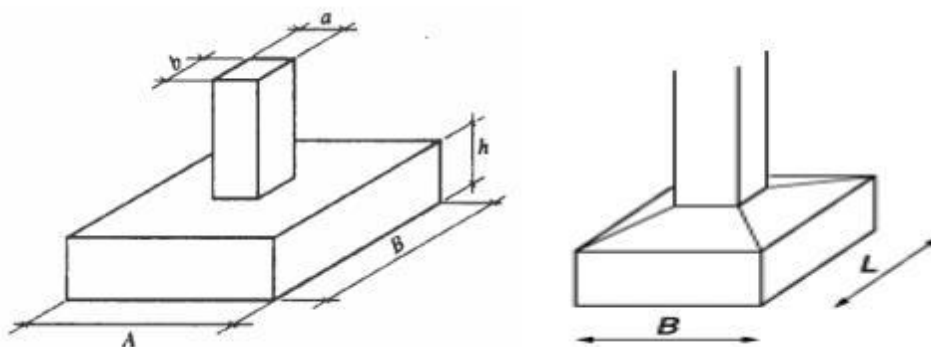


Figure VII.3 : Semelle isolées sous poteaux.

b) Fondation continues (linéaire) :

Ce sont des fondations constituées par des semelles continues sous murs ou une rangée de piliers /colonnes. Généralement de grande longueur ($L/B > 10$).

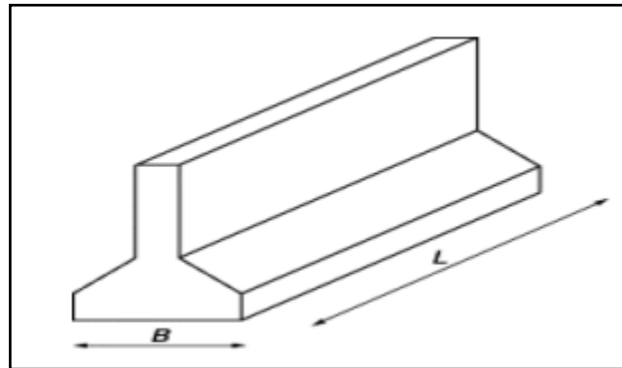


Figure VII.4 : Semelle continue sous mur.

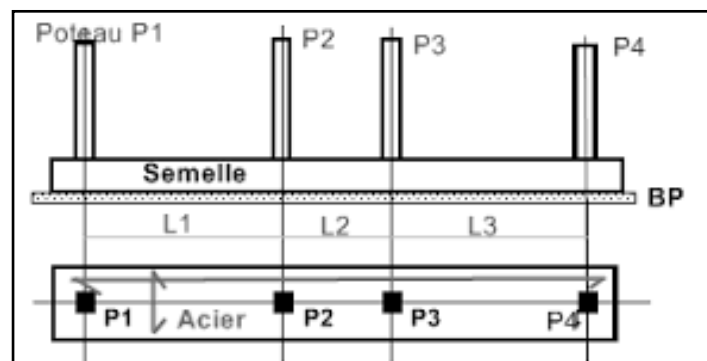


Figure VII.5 : Semelle continue sous poteaux.

VII.4. Dimensionnement des semelles et calcul Ferrailage :

VII.4.1. Semelle isolées :

On choisit les dimensions de la semelle **A** et **B** de telle sorte qu'elles soient dans le même rapport que les dimensions *a* et *b* de la section droite du poteau :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ telque [poteaux (40x40)]}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1$$

Donc : $A = B$ (homogénéité entre les dimensions de la semelle et celle du poteau).

On a:

$$\left(\frac{q}{A \times B} \leq \sigma_{sol}\right) \rightarrow (A \times B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}})$$

Nser= q = 976,42 KN ; Mser= 4,4 KN.m et $\sigma_{sol}=1,95 \text{ bar}=195 \text{ KN}$

$$A \geq \sqrt{5,007} = 2,2 \text{ m}$$

On adopte : A = B = 250 cm

Modes de rupture de fondation superficielle :

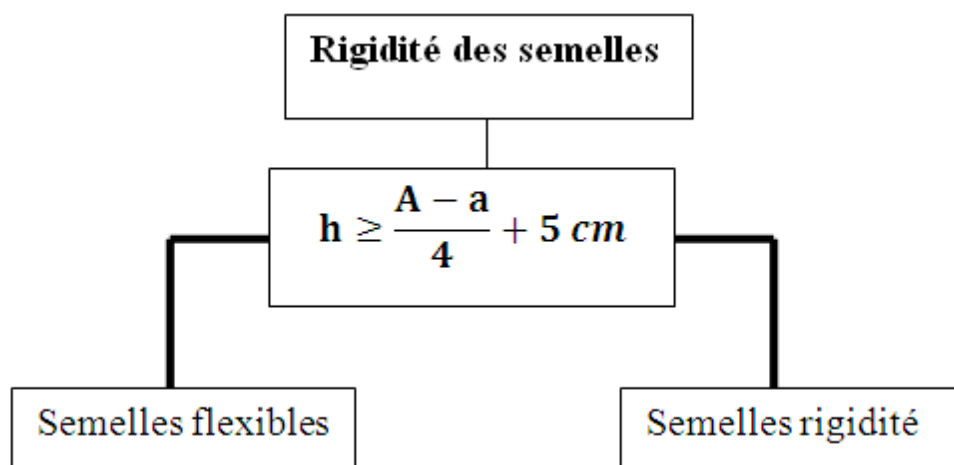


Figure VII.6 : les modes de rupture de fondation superficielle.

- **La hauteur utile d :**

Puisque A=B donc : **da= db**

$$da \geq \frac{A-a}{4} = \frac{250-40}{4} = 52 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$;

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

- **Le patin e :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \text{ donc } \begin{cases} e = 13,2 \text{ cm} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} = e = 15 \text{ cm}$$

- **Hauteur équivalente :**

$$h_{eq} = \frac{h+e}{2} = \frac{55+15}{2} = 35 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle et du remblai :**

Données : $\gamma_b=25\text{KNm}^3$; $\gamma_{sol}=17 \text{ KNm}^3$; $D = 2 \text{ m}$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq}$$

$$P_S = 25 \times 250^2 \times 0,25 = 39 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol}$$

$$P_R = (2 - 0,35)(2,5^2 - 0,4^2) \times 17 = 170 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_{ser} = 976,42 + 39 + 170 \quad Q_{ser} = 1185 \text{ KN}$$

- **Type de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4,4}{976,42} = 0,45 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{250}{6} = 41 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{A^2} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A} \right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 189,7 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 195 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite}$$

On adopte : Coffrage 250x250x55

- **Ferraillage :**

Calcul des armature (à L'ELU) :

Avec : $M_u=6,16 \text{ KN.m}$; $N_u=1344,46 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,16}{1344,46} = 0,45 \text{ cm} \\ \frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{a}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = 0,45 \text{ cm} \\ \frac{A}{6} = \frac{240}{6} = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{a}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

La première direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A}\right) (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_A = A_B = 20,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12T16

Espacement :

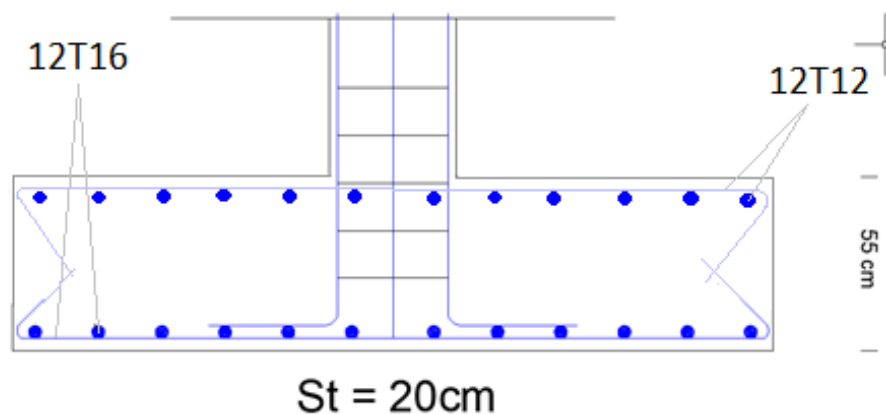
$$St = \frac{A - 2C}{n - 1} ; St = \frac{B - 2C}{n - 1}$$

Avec :

n-1 : le nombre des barres -1.

$$St = \frac{250 - 2 \times 5}{12 - 1} = 21,8$$

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



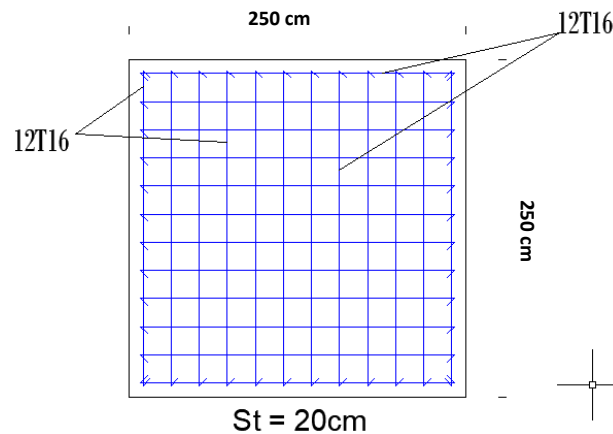


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage de Semelle isolées (240x240x55) cm.

VII.4.2 Semelle filante :

- **Dimensionnement :**

$N_{ser} = 1432,1 \text{ KN}$; $M_{ser} = 2,15 \text{ KN.m}$; $L = 4,7 \text{ m}$

- a) **Point d'application X_c :**

$$X_c = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} = \frac{760,04 \cdot 0,5 + 393,3 \cdot 2,9 + 278,76 \cdot 4,7}{1432,1} = 3,28 \text{ m}$$

On prend : 3,30 m

Donc : $L = 6,6 \text{ m}$

$$d_2 = 6,6 - (4,7 + d_1) = 1,6 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B(d_1 + L + d_2)} \leq \sigma_{sol}$$

En général pour les semelles filantes on fixe le débord $d=d_1=d_2$ et seul B reste à déterminer

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}(2d+L)} = \frac{1432,1}{195(6,6)} = 1,11 \text{ m}$$

On adopte : $A = 150 \text{ cm}$

- **La hauteur utile d :**

$$\text{Semelle rigide : } \frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$27,5 \leq d \leq 110 \text{ cm}$$

$$d = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } h = d + C ;$$

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 27,5 + 5 = 32,5 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

- **Dimensionnement des poutres de libage :**

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}$$

$$L_{max} = 2,4$$

$$26,6 \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

- **longueur elastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4Eb \times I}{K \times A}} \text{ Avec } I : \text{Moment d'inertie}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 250,93 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 250,93 \text{ cm} \geq L = 240 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle :**

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_s = \gamma_b \times B \times L \times h$$

$$P_s = 25 \times 1,4 \times 6,6 \times 0,35 = 80,85 \text{ KN}$$

- **Poids de poutre de libage :**

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_l = \gamma_b \times B \times L \times h$$

$$P_l = 25 \times 0,4 \times 6,6 \times 0,8 = 52,8 \text{ KN}$$

- **Poids de remblai :**

$$P_R = (D - h)(A \times L - a^2) \gamma_{sol}$$

$$P_R = (2 - 0,35)((6,6 \times 1,5) - 2 \times (0,4^2)) \times 17 = 280,24 \text{ KN}$$

Donc :

$$q_{ser} = 1432,1 + 80,85 + 52,8 + 280,24$$

$$q_{ser} = 1819,6 \text{ KN}$$

- **Type de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,15}{1432,1} = 0,15cm \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25cm \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{B \times L} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{L} \right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 183,9 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 195 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite}$$

On adopte : Coffrage 660 x 150 x 35

- **Ferraillage :**

Calcul des armature (à L'ELU) :

Avec : $N_u = 1965,28 \text{ KN}$, $M = 2,97 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,97}{1965,28} = 0,15cm \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25cm \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0u} = 0,15 \text{ cm} \\ \frac{B}{24} = \frac{150}{24} = 6,25 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{24} \text{ Répartition trapézioidale}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures

$$A_B = \frac{N(1 + \frac{3e_{0s}}{B})(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = 28,32 \text{ cm}^2 (6,6 \text{ m}) \text{ ou } 4,3 \text{ cm}^2 (1 \text{ m})$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm² St = 25cm pour 1 m

Les armateurs de répartition sont :

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm² St = 25cm

- **Ferraillage de poutre libage :**

$$Q = \frac{1965,28}{6,6} = 297,7 \text{ KN/m}$$

Grand travée (L = 2,4m) :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 297,7 * \frac{2,4^2}{8} = 214,34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 182,2 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 537 \text{ KN.m}$$

Travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{182,2 \times 10^3 (N)}{40 (cm) \times (72)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = 0,062$$

$$\mu = 0,062$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{182,2 \times 10^3}{0,968 \times 72 \times 348} = 7,51 \text{ cm}^2$$

Appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{107,17 \times 10^3 (N)}{40 (cm) \times (72)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = 0,183$$

$$\mu = 0,183$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,254$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,898$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{537 \times 10^3}{0,898 \times 72 \times 348} = 23,86 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures deviennent :

- En appuis : $A_s = 23,86 \text{ cm}^2$ Soit : 3(4T16) fil ch , $A_s = 24,12 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_s = 7,51 \text{ cm}^2$ Soit : 4T16 fil+ 4T14 ch , $A_s = 14,2 \text{ cm}^2$

Détermination du diamètre des armatures transversales : D'après le

B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Theta_{\min} ; \frac{b_0}{10} \right) (\text{mm})$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{450}{35} ; 14 ; \frac{400}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min (12,85 ; 12 ; 40)$$

$$\phi \leq 12$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

- Espacement des cadres :

$$St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/2003 :

e) Zone nodale :

$$St \leq \{h/4; 30cm; 12\phi l\} = \{11,25 \text{ cm}; 30cm; 19,2cm\}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

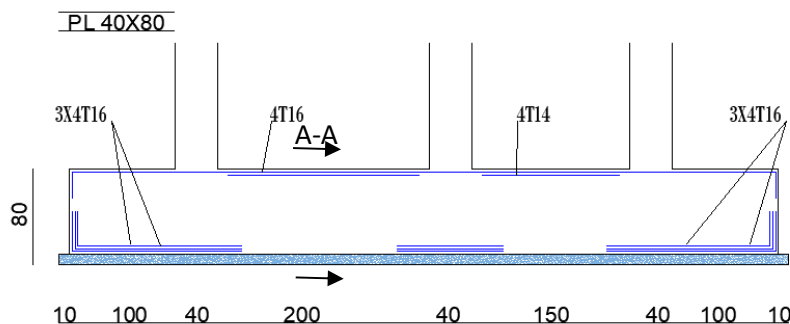
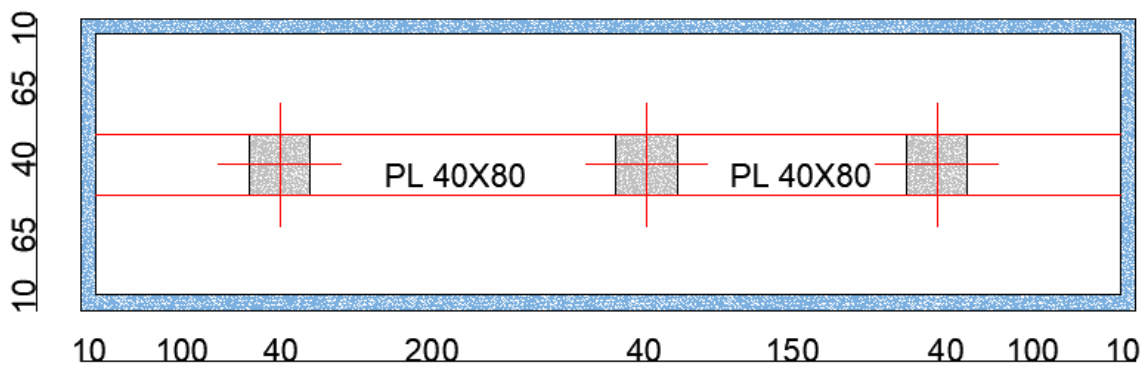
f) Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

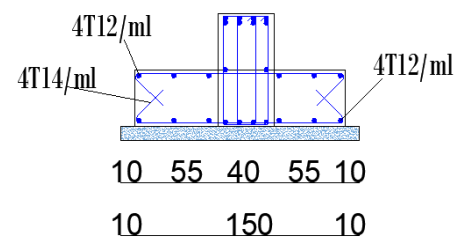
- Quantité d'armatures transversal : D'après[RPA99/version2003](Art.7.5.2)

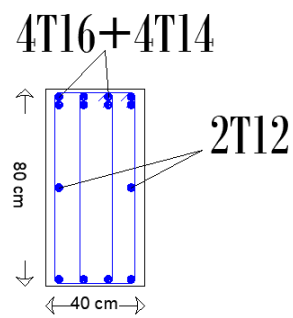
$$A_{tmin} = 0,003Stb = 0,003 \times 15 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

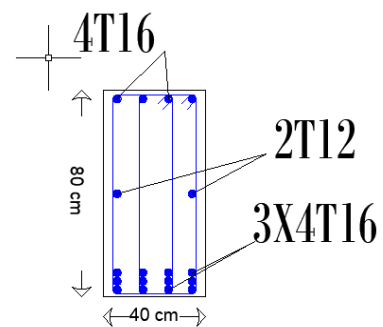


COUPE A-A





Travée



Appuis

Figure VII.8 : Schéma de ferrailage de Semelle filante (660x150x35) cm et de ferrailage de poutre libage

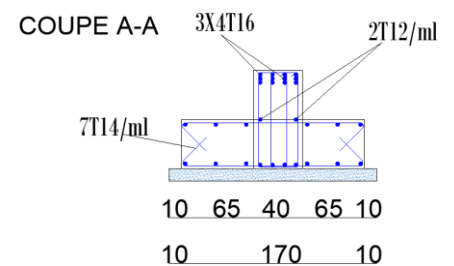
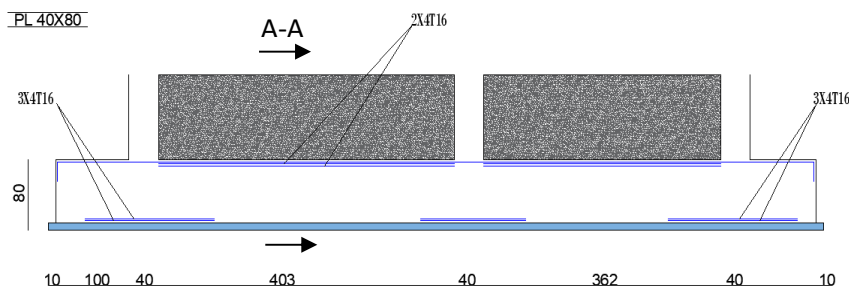
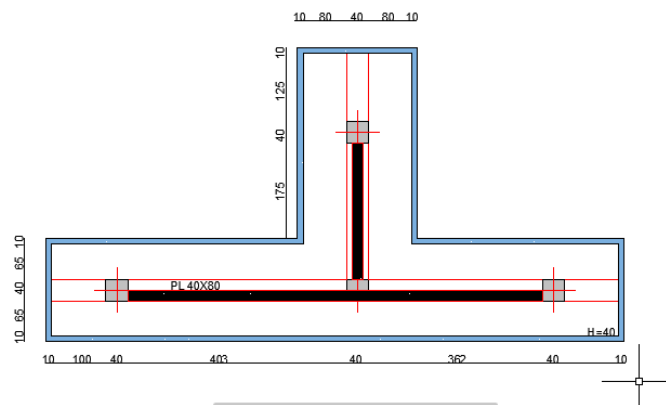


Figure VII.9 : Schéma de ferrailage de Semelle filante (1045x170x40) cm et de ferrailage de poutre libage

VII.4.3 Semelles jumelles :

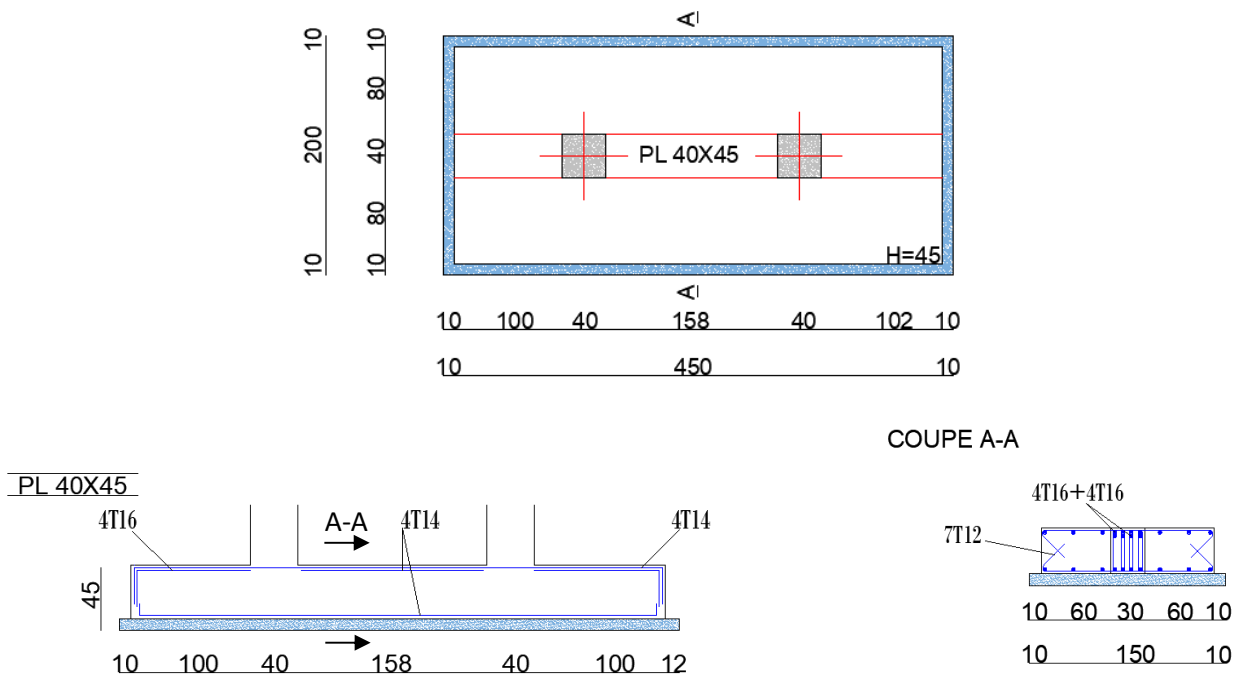


Figure VII.10 : Schéma de ferrailage de Semelle jumelles (450x200x45) cm et de ferrailage de poutre libage

VII.5.Calcul des longrines:

Afin d'empêcher les points d'appui d'un bloc de se déplacer les uns par rapport aux autres dans le plan horizontal, ils doivent être reliés par un réseau bidirectionnel de longrines ou un dispositif similaire qui fonctionne pour résister à ce mouvement.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont données comme suit :

- (25x30) cm² : Sites de catégories S2 et S3 ;
- (30x30) cm² : Sites de catégories S4.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la force de traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés ;

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Zone	I	II	III
Site			
S₁	-	-	-
S₂	-	15	12
S₃	15	12	10
S₄	12	10	8

Tableau VII.4 : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

VII.5.1.Ferraillage des longrines :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à min (20 cm ; 15 $\emptyset$).

Dimensions : (25x30) cm² ; $\alpha = 15$ (S3, zone I)

Le ferraillage minimal est de : $A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

N = 1344,46 KN

$$F = \frac{1344,46}{15} = 89,6 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

VII.5.2.Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{89,6}{348} = 2,57 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

On adopte 6T12 soit 6.79 cm² > A min

- **Armatures transversales :** D'après le CBA93 , le diamètre des armatures transversales est donné par

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

$$\phi_t \leq \min (12 ; 8,6 ; 25) = 8,6 \text{ mm}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A est donnée par : 0.3%.s.b.

Avec, s est l'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \text{ En zone nodale}$$

Avec : **h** : La hauteur de la poutre.

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ En zone courante}$$

- **Espacement :**

$$St = \min (20 \text{ cm} ; 15\phi_l) = \min (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$St = 10 \text{ cm En zone nodale}$$

$$St = 15 \text{ cm En zone courante}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A est donnée par : 0.3%.s.b.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

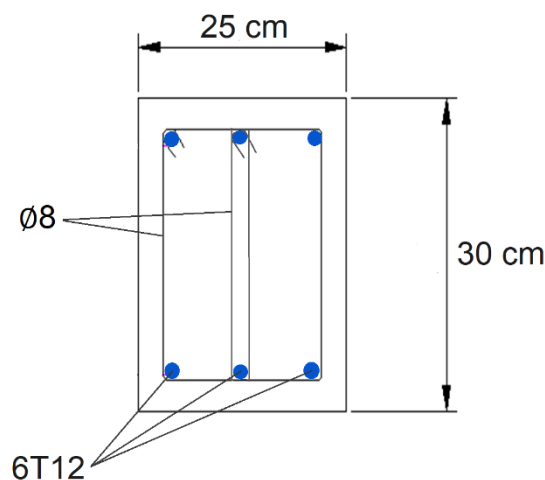


Figure VII.11 : Ferrailage des longrines.

Chapitre VIII :

Devis quantitatif et estimatif

VIII .1. Introduction :

Aujourd'hui, les opérations de construction, de réhabilitation ou de rénovation d'un bâtiment deviennent de plus en plus complexes du fait de l'évolution permanente des techniques et des Réglementations. La maîtrise financière des études, de la réalisation et de l'exploitation de L'ouvrage est donc indispensable à l'acte de bâtir.

L'estimation du coût de la construction est faite sur la base d'un métré sur plan pour évaluer les quantités nécessaires à la réalisation de la construction

VIII .2. Définition Devis quantitatif et estimatif :

Le **devis quantitatif et estimatif** en génie civil est un document technique qui regroupe à la fois les **quantités exactes des matériaux, ouvrages ou travaux à réaliser** (partie quantitative) et leur **évaluation financière** (partie estimative). À partir des plans du projet, on détermine les dimensions, surfaces ou volumes nécessaires pour chaque élément (fondations, murs, béton, etc.), puis on applique des **prix unitaires** pour obtenir une **estimation globale du coût** du chantier. Ce document est essentiel pour **prévoir le budget, planifier les travaux et lancer les appels d'offres** auprès des entreprises.

Son utilisation est courante dans les projets privés, où il sert de document contractuel clé pour encadrer la relation entre le maître d'ouvrage et l'entreprise de construction. Il constitue l'une des pièces écrites principales annexées aux contrats dans le secteur du BTP.

À partir des documents de métré, le maître d'ouvrage peut établir un budget prévisionnel des investissements nécessaires à la réalisation du projet et lancer un appel d'offres auprès des entreprises chargées des travaux.

De leur côté, les entreprises de construction utilisent ces mêmes documents pour formuler leurs propositions d'exécution des ouvrages selon les plans, et pour organiser les ressources et moyens nécessaires à la réalisation du chantier.

VIII .3. Réalisation de Devis quantitatif estimatif :

Pour établir un métré quantitatif estimatif, le métreur suit une séquence logique composée de trois grandes étapes :

- 1) Classification des travaux :

Cette première phase consiste à organiser les travaux en catégories homogènes (ex. : terrassement, fondations, maçonnerie, etc.). Chaque tâche est alors décrite de façon claire et unique, en liant sa nature (description qualitative) à sa mesure précise et à son prix unitaire correspondant dans une liste de prix.

2) Mesure des travaux :

Il s'agit ici de calculer les quantités exactes nécessaires pour chaque élément de l'ouvrage. Ces mesures doivent être simples, traçables et vérifiables, afin d'assurer la transparence et la fiabilité du mètre.

3) Évaluation des prix unitaires :

Dans cette dernière étape, chaque tâche décrite et mesurée se voit attribuer un prix unitaire. Ces prix peuvent être estimés selon des références du marché, des bases de données de coûts (comme les bordereaux), ou les retours d'expérience de chantiers similaires.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
PROJET: REALISATION D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION A TIARET
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
1.00	1/ TERRASSEMENT				
1.01	Décapage de la terre végétale d'une ép = 25 cm	M³	220.00	200.00	44,000.00
1.02	Fouille en puits et en tranchée sur terrain de nature meuble exécutées avec engins mécanique et réglage manuel des parois jusqu'au bon sol.	M³	1,145.60	400.00	458,240.00
1.03	Apport des terres de bonne qualité et mise en Remblais , avec étalage par couches successives de 20 cm comprenant compactage, arrosage.	M³	743.90	400.00	297,561.60
1.04	Transport à la décharge publique des terres provenant des déblais, à un rayon dépassant 05 Km.	M³	1,686.72	200.00	337,344.00
	S/TOTAL TERRASSEMENT				1,137,145.60
2.00	2 / TRAVAUX EN INFRASTRUCTURE ET ASSAINISSEMENT				-
2.01	Béton de propreté dosé à 250 kg/m3 s/semelles et longrines	M3	201.00	6,000.00	1,206,000.00
2.02	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles isolées ou filantes	M3	120.20	32,000.00	3,846,400.00
2.03	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour longrines	M3	55.00	23,000.00	1,265,000.00
2.04	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour avant poteaux	M3	13.60	32,000.00	435,200.00
2.05	Hérissinage en pierre seche de 15 cm	M2	799.68	400.00	319,872.00
2.06	Plate forme en B.A dosé à 350 kg/m3 avec treillis-soudé	M2	799.68	1,200.00	959,616.00

2.07	Soubassement sous longrines avec un mur mixte de pierre et de béton banché dosé à 250 kg/m ³	M3	291.00	4,000.00	1,164,000.00
2.08	Regard en béton armé avec tampon en béton armé sur cadre en en feronnerie y compris socle en pierre sèche		-		-
	50 x 50 x 70	U	8.00	6,000.00	48,000.00
	60 x 60 x 60	U	16.00	8,000.00	128,000.00
2.09	F/P de canalisation en P.V.C PN6 rigide pour réseau d'assainissement interieur Q 200	ML	110.00	2,400.00	264,000.00
2.10	F/P de PVC Ø 110 pour passage de cable eletrique	ML	50.00	300.00	15,000.00
	S/TOTAL INFRASTRUCTURE ET ASSAINISSEMENT				9,651,088.00
3.00	3 / TRAVAUX EN SUPERSTRUCTURE				-
3.01	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poteaux	M3	134.60	32,000.00	4,307,200.00
3.02	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poutres et chainages	M3	321.00	32,000.00	10,272,000.00
3.03	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour dalle pleine	M3	25.00	32,000.00	800,000.00
3.04	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour escaliers + paillasse	M3	16.40	30,000.00	492,000.00
3.05	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour acrotère et trappe d'accès	M3	19.70	20,000.00	394,000.00
3.06	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour linteaux et appuis de fenêtre	M3	16.70	20,000.00	334,000.00
3.07	Plancher corps creux (16 + 4)	M2	3,220.00	2,800.00	9,016,000.00
	S/TOTAL SUPERSTRUCTURE				25,615,200.00
4	4/ MACONNERIE ET ENDUIT				-
4.01	Fourniture et réalisation de maçonnerie double parois en briques creuses (10+15+ lame d'aire selon plan d'architecture) y compris toutes sujestion	M2	3,740.00	1,600.00	5,984,000.00
4.02	Fourniture et réalisation de maçonnerie simple parois en briques creuses ep: 0,10 m	M2	3,130.00	1,200.00	3,756,000.00
4.03	Fourniture et réalisation d'enduit intérieur au mortier de ciment sur murs	M2	9,990.00	400.00	3,996,000.00
4.04	Fourniture et réalisation d'enduit extérieur au mortier de ciment sur murs et sous plafonds	M2	3,130.00	400.00	1,252,000.00
4.05	Fourniture et réalisation d'enduit intérieur au mortier de ciment sous plafond	M2	4,650.00	400.00	1,860,000.00
	S / TOTAL MACONNERIE				16,848,000.00

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
5.00	5/ REVETEMENT				
5.01	Revetement en carrelage granito de 1er choix de (33x33) poncés et lustrés pour (Logts, Sechoir, Balcon et la cage d'escalier) y/c tts sujestion	M2	3,392.00	1,600.00	5,427,200.00
5.02	F/P de faience de 1er choix pour cuisine (0,60 m), SDB (1,50 m) et WC (1,50 m) (20x40) y compris baguette au coin et frise et ttes sujétions de mise en œuvre	M2	800.00	2,400.00	1,920,000.00
5.03	Fourniture et pose d'une chape de redressement en grain de mer (Mingnonnette) destinée pour les cages d'escaliers sur	M2	507.00	500.00	253,500.00

	une hauteur 1,50 fini avec une corniche en bois y compris toutes sujétion de bonne exécution				
5.04	Revêtement plinthe en faïence de couleur autre que le noir	ML	4,800.00	300.00	1,440,000.00
5.05	Revetement de table de travail de potager en marbre blanc de 3cm d'ep avec arrete arrondie coté face	M2	60.00	20,000.00	1,200,000.00
5.06	F/ Pose de marches et c/marches en granito 1er choix	M2	95.00	1,400.00	133,000.00
	S / TOTAL REVETEMENT				10,373,700.00
6.00	6/ ETANCHEITE				
6.01	Fourniture et Pose de pare vapeur composé de EIF+EAC+01 36S	M2	860.00	600.00	516,000.00
6.02	Isolation thermique par plaques de polystyrene de 4 cm d'ép	M2	860.00	400.00	344,000.00
8.03	Forme de pente en béton ep moyenne 0.04 m y compris joints secs et toutes sujestions de bonne exécution	M2	-	1,000.00	-
8.04	Réalisation de l'étanchéité multicouche de 03x36S systeme adherent pour terrasses exécutés suivant les regles de l'art	M2	-	2,200.00	-
8.05	Relevé d'étanchéité en paxalumun réalisé à la base des acrotères, aux ponits d'évacuation des EP et souches	ML	-	700.00	-
			238.67		167,066.20
8.06	Protection en gravillon ep 0.05	M2	860.00	400.00	344,000.00
8.07	Fourniture et pose de gargouilles en plomb y compris platine, moignon et crapaudine en fer galvanisé	U	8.00	2,200.00	17,600.00
	SALLES D'EAU		-		-
8.08	Etanchéité bicouche s/carrelage 2x36S pour SDB et WC y/c relevé	M2	240.00	600.00	144,000.00
	S / TOTAL ETANCHEITE				4,284,666.20
7.00	7/ MENUISERIE EN BOIS				
	Fourniture et pose de porte pleine en bois rouge sur cadre de 7x12cm comprenant quincaillerie de 1er choix, chambranle 3cm dde large 03 pomelles et toutes sujétionns de mise en œuvre				
7.01	Type P1 de 1,10 x 2,20 m vitée pour l'entrée de logement	U	24.00	18,000.00	432,000.00
7.02	Type P2 de 1,20 x 2,20 m vitée pour séjour	U	24.00	18,000.00	432,000.00
7.03	Type P3 de 0,90*2,20 m pour chambres	U	60.00	16,000.00	960,000.00
7.04	Type P4 de 0,90*2,20 m avec occulus et ventilation cuisine	U	24.00	18,000.00	432,000.00
7.05	Type P5 de 0,80 x 2,10 m avec ventilation WC et SDB	U	48.00	14,000.00	672,000.00
	F/P porte isolane pour Gaine technique				-
7.06	a) 1,20 x 2,20	U	24.00	8,000.00	192,000.00
	Fourniture et pose de porte fenêtre croisée avec persiennes sur cadre 12cm comprenat quaincaillerie de 1er choix (Crémone,poignet en laiton ,03 paumelles de chaque cotés), chambranles 3 cm large et toutes sujétions de mise en œuvre				-

7.07	PF1 : 0,90 x 2,20 pour sechoir	U	24.00	25,000.00	600,000.00
7.08	PF2 : 1,40 x 2,20 pour balcon	U	24.00	30,000.00	720,000.00
	Fourniture et pose de fenêtre croisée avec persiennes sur cadre 14cm comprenant quaincaillerie de 1er choix (Crémone, poignet en laiton ,03 paumelles de chaque cotés), chambranles 3 cm large et toutes sujétions de mise en œuvre				-
7.09	Type F1 de 1,20 x 1,40 m	U	96.00	25,000.00	2,400,000.00
	Fourniture et pose de chassis en bois rouge comprenant quaincaillerie de 1er choix (R.B.F et paumelles) chambranle de 3cm de large et toutes sujétions de mise en œuvre				-
7.09	CH : 0,60 x 0,60 (WC et SDB)	U	48.00	8,000.00	384,000.00
	S / TOTAL MENUISERIE EN BOIS				7,224,000.00

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
8.00	8 / MENUISERIE METALLIQUE				
8.01	Fourniture et pose de porte d'entrée au bloc 1,50 x 2,40	U	4.00	35,000.00	140,000.00
8.02	Fourniture et pose de porte pour gaine Sonelgaz 1,00 x 2,2	U	2.00	25,000.00	50,000.00
8.03	Fourniture et pose de trappe métallique 0,80 x 1,00	U	2.00	15,000.00	30,000.00
8.04	F.P de tube en acier f 40/49 pour G/corps, main courante	ML	212.00	15,000.00	3,180,000.00
8.05	F.P de grille de défense en ferronnerie décorative, avec encrage, pour loggia Dim : 3,45 X1,90	U	8.00	35,000.00	280,000.00
8.06	F.P de grille de défense en ferronnerie décorative, avec ancrage, pour séchoirs et balcons au RDC	M2	126.67	15,000.00	1,899,990.00
8.07	F.P de grille de défense en ferronnerie décorative, avec ancrage, pour fenêtres au RDC	M2	35.53	15,000.00	533,010.00
	S / TOTAL MENUISERIE METALLIQUE				6,113,000.00
09.00	09 / ELECTRICITE ET COLONNE MONTANTE				
09.01	Conducteur U - 500V comprenant ICD				
	2 x 1,5 mm ²	ML	2,400.00	80.00	192,000.00
	3 x 2,5 mm ²	ML	3,120.00	150.00	468,000.00
09.02	F/P Boite de dérivation diam 80 type encastrée avec couvercle étanche (1er choix)	U	120.00	800.00	96,000.00
09.03	F/P Interrupteur simple allumage 10A/250V encastré (1er choix)	U	160.00	500.00	80,000.00
09.04	F/P Interrupteur double allumage 10A/250V encastré (1er choix)	U	24.00	500.00	12,000.00
09.05	F/p Interrupteur va et vient	U	48.00	500.00	24,000.00
09.06	FP Prise de courant 2 P + T 10 A/220 v encastré (1er choix)	U	80.00	500.00	40,000.00
09.07	F/P Prise de courant 2 P + T 16 A/250 v	U	200.00	500.00	100,000.00
09.08	F/P Point lumineux avec douille en céramique E27 avec lampe 75W	U	400.00	200.00	80,000.00
09.09	F/P Sonnerie type appartement	U	24.00	1,000.00	24,000.00
09.10	F/P Bouton poussoir lumineux (sonnerie)	U	24.00	500.00	12,000.00
09.11	F/P Applique lavabo 60w/250V int + PC incorporée	U	24.00	2,000.00	48,000.00
09.12	F/P disjoncteur différentiel 10/30 A sur panneau en bois (20x30)	U	24.00	6,000.00	144,000.00
09.13	Tableau de distribution logement	U	24.00	2,000.00	48,000.00
	Colonne montante				-
09.14	Tableau pour compteur type RC20	U	2.00	500.00	1,000.00
09.15	Conducteur U1000V 2 x 6mm ² avec système de fixation sur taureau	ML	700.00	160.00	112,000.00
09.16	Conducteur U1000V 4x 25mm ² avec système de fixation	ML	80.00	600.00	48,000.00
09.17	Borne de connexion de mise à la terre	U	4.00	3,000.00	12,000.00
09.18	F/P de minuterie pour cage d'escalier avec disjoncteur	U	2.00	2,000.00	4,000.00
09.19	F/P Bouton poussoir pour minuterie	U	8.00	1,000.00	8,000.00
09.20	F/P Hublot étanche avec lampe de 100W	U	200.00	1,500.00	300,000.00
09.21	F/P de boîte à borne type SONEGAZ	U	2.00	5,000.00	10,000.00
09.22	Barette de terre	U	2.00	5,000.00	10,000.00
09.23	F/P de boîte dérivation diam 80 avec couvercle	U	20.00	8,000.00	160,000.00
09.24	Cable cuivre nu pour mise à la terre 28 mm ² de section	ML	100.00	1,200.00	120,000.00
09.25	Cable en cuivre isolée 1 x 6 mm ² (conducteur de protection)	ML	500.00	500.00	250,000.00
09.26	F/P pieds de colonnes type SONEGAZ	U	4.00	5,000.00	20,000.00
09.27	Chemin de cable	ML	100.00	200.00	20,000.00
09.28	Tableau Service commun	U	2.00	5,000.00	10,000.00

09.29	Distributeur d'étage avec fusibles	U	12.00	5,000.00	60,000.00
09.30	Fourreau en P.V.C diam 32	ML	60.00	300.00	18,000.00
	S/TOTAL ELECTRICITE				2,531,000.00

10.00	10 / PLOMBERIE ET APPAREILLAGE SANITAIRE				
10.01	F/P Siège à la turque comprenant siphon, raccordement sur la decente en PVC y compris accessoires	U	48.00	6,000.00	288,000.00
10.02	F/P Baignoire comprenant siphon, mélangeur 1er choix et toutes sujétions de mise en œuvre dim (0,60 x 1,40)	U	48.00	25,000.00	1,200,000.00
10.03	F/P de lavabo en céramique avec pied de colonne étagère siphon, mélangeur de 1er choix, tablette glace de bonne qualité, pied et porte serviette métallique et toutes sujétions de mise en œuvre	U	24.00	2,500.00	60,000.00
	Colonne montante EAU				-
10.04	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 40/49	ML	80.00	1,500.00	120,000.00
10.05	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 33/42	ML	40.00	1,200.00	48,000.00
10.06	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 20/27	ML	240.00	1,000.00	240,000.00
10.07	F/P Compteur d'eau de 2,5m/h homologue y compris vanne d'arrêt 20/27 et réduction	U	24.00	3,000.00	72,000.00
10.08	Anti bélier	U	2.00	2,000.00	4,000.00
	Colonne montante GAZ				-
10.09	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 40/42	ML	66.00	4,000.00	264,000.00
10.10	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 20/22	ML	40.00	2,000.00	80,000.00
10.11	F/P vanne d'arrêt gaz à 1/4 de tour en bronze de Diam 24/26 y compris douille de fixation	U	24.00	5,000.00	120,000.00
	Distribution intérieure Eau (chaude et froide)				-
10.12	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 12/14 y compris préinstallation chauffage	ML	1,200.00	1,500.00	1,800,000.00
	Distribution intérieure (Gaz)				-
10.13	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té, coude, raccord Diam 14 / 16	ML	600.00	1,600.00	960,000.00
	Accessoires EAU				-
10.14	F/P robinet de puisage y compris applique pour machine à laver	U	24.00	1,500.00	36,000.00
10.15	F/P robinet de puisage y compris applique pour WC	U	24.00	1,500.00	36,000.00
10.16	F/P de vanne d'arrêt eau à 1/4 de tour en bronze 20/27 pour entrée Logt	U	24.00	2,000.00	48,000.00
	Accessoires GAZ				-
10.17	F/P de vanne d'arrêt gaz à 1/4 de tour en bronze 14/16 pour chauffe bain et chauffage	U	48.00	2,000.00	96,000.00
10.18	F/P de vanne d'arrêt porte caoutchou 14/16 pour cuisinière	U	24.00	2,000.00	48,000.00
10.19	F/P vanne d'arrêt avec réduction 20/22 à l'entrée du logement	U	24.00	2,000.00	48,000.00
	Évacuation			5,000.00	-
10.20	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 40 (E.U)	ML	120.00	2,000.00	240,000.00

10.21	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 80 (EU)	ML	160.00	250.00	40,000.00
10.22	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 110 (EV)	ML	400.00	300.00	120,000.00
10.23	F/P de Siphon de sol en PVC avec sortie horizontale pour loggia et balcon Diam 60	U	80.00	2,000.00	160,000.00
	S/TOTAL PLOMBERIE APPAREILLAGE SANITAIRE				6,128,000.00
11.00	11 / PEINTURE VITRERIE				
11.01	Peinture vinylique comprenant nettoyage des murs, rebouchage des trous, deux couches d'enduit, imprégnation, avant couche de finition et toute sujétions				
	Sur mur intérieur	M ²	8,522.00	200.00	1,704,400.00
	Sous plafond	M ²	2,111.00	200.00	422,200.00
11.02	Peinture glycérophthalique (locaux humides) comprenant nettoyage des murs, rebouchage des trous, deux couches d'enduit et toute sujétions de mise en œuvre				-
	Sur mur et Sous plafond	M ²	1,870.00	300.00	561,000.00
11.03	Peinture à l'huile sur menuiserie bois comprenant ponçage masticage des joints	M ²	2,130.00	300.00	639,000.00
11.04	Peinture à l'huile sur menuiserie métallique	M ²	170.00	300.00	51,000.00
11.05	Peinture Préparée pour façades extérieur exécutée en deux couches y compris une couche d'imprégnation en couche vinylique toutes sujétion de bonne exécution	M ²	4,050.00	300.00	1,215,000.00
11.06	F/P de verre clair esp. 3,2 cm	M ²	210.00	2,000.00	420,000.00
11.07	F/P de verre martelet	M ²	91.00	4,000.00	364,000.00
	S/TOTAL PEINTURE VITRERIE				5,376,600.00

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
12.00	12/ DIVERS				-
12.01	Réalisation de souches de cheminée en béton armé	U	8.00	10,000.00	80,000.00
12.02	Réalisation de conduite de fumée (shunt) + grille ventilation	ML	122.40	1,000.00	122,400.00
12.03	Réalisation de gaine d'aération pour les buées	U	24.00	10,000.00	240,000.00
12.04	Réalisation de gaine pour évacuation des gaz brûlés (chauffe bain)	U	24.00	10,000.00	240,000.00
12.05	Fourniture et Pose couvre joint pour les blocs	ML	51.20	3,000.00	153,600.00
12.06	Fourniture et pose de claustrât pour cage d'escalier y compris toutes sujétion de bonne exécution	M ²	20.00	2,000.00	40,000.00
12.07	F/P de tuile décorative	M ²	19.00	2,500.00	47,500.00
	S / TOTAL DIVERS				923,500.00
				TOTAL H.T	90,453,599.80
				T.V.A 9%	8,140,823.98
				TOTAL T.T.C	98,594,423.78

Arrêté le présent devis en TTC à la somme de:

QUATRE-VINGT-DIX-HUIT MILLIONS CINQ CENT QUATRE-VINGT-QUATORZE
MILLE QUATRE CENT VINGT-TROIS VIRGULE SOIXANTE-DIX-HUIT

Conclusion Générale

Conclusion :

Le projet de fin d'études représente une opportunité précieuse pour l'étudiant de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises tout au long de sa formation universitaire.

Ce travail nous a permis d'approfondir notre compréhension des méthodes de calcul et d'analyse des structures, tout en appliquant les règlements en vigueur tels que le RPA (1999/version 2003), le BAEL 91

Les récents progrès de l'analyse numérique comme Robot Structural Analysais Professional que nous avons appris à utiliser lors de la réalisation de ce projet (modélisation, analyse sismique) , rendus possibles grâce aux performances accrues des ordinateurs, ont profondément transformé les méthodes de calcul. En effet, l'utilisation de logiciels de calcul tend à révolutionner les approches forfaitaires traditionnelles, souvent basées sur des approximations

L'analyse structurelle constitue une étape cruciale dans la conception d'un ouvrage, notamment en zone sismique, car elle permet de garantir la stabilité (à travers un contreventement efficace et une disposition optimale des voiles), la sécurité des usagers tout en optimisant les coûts de réalisation (en évaluant avec précision les quantités de béton et d'acier nécessaires à la réalisation du projet)

L'objectif fondamental reste bien entendu la protection des vies humaines face à un séisme majeur.

Cette étude nous a permis de concrétiser nos acquis théoriques du cycle de master, tout en nous initiant aux différentes techniques de dimensionnement et aux principes fondamentaux du génie civil. Elle représente également notre première véritable immersion dans un projet professionnel, et s'est révélée très enrichissante. L'usage des logiciels spécialisés nous a fait gagner un temps considérable, bien que leur maîtrise nécessite une solide base dans les sciences de l'ingénieries.

Référence Bibliographique

Références bibliographiques

- **Livres et règlements :**

- Règlement Parasismique Algérienne [**RPA99version 2003**].
- Règle de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé [**CBA93**].
- Document technique réglementaire [**DTR.B.C.2.2**], charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Béton armé aux Etat Limite [**BAEL91**].
- Polycopié de cours Projet structures en béton armé, **Dr. BERRADIA Mohammed**
Université Hassiba Benbouali de Chlef

- **Mémoire :**

- LAHCEN IDRIS et LABA NOUREDDINE (Etude d'un bâtiment (R+7 étage) à usage d'habitation situé à Oran) UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2019/2020.
- BOUSBIA MOHAMED et ZAKARIA HAFSI (Etude un bâtiment R+7 à usage d'habitation implanté à Tiaret) UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2023/2024.
- REGUIEG AMIRA et KHAROUBI LINNA AMIRA (Etude d'un bâtiment en R+4 à usage d'habitation à TIARET Bloc d'angle) UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2023/2024.
- AOUED Aida et CHERGUI Hadjira (Etude d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation implanté à Tiaret) UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2023/2024.

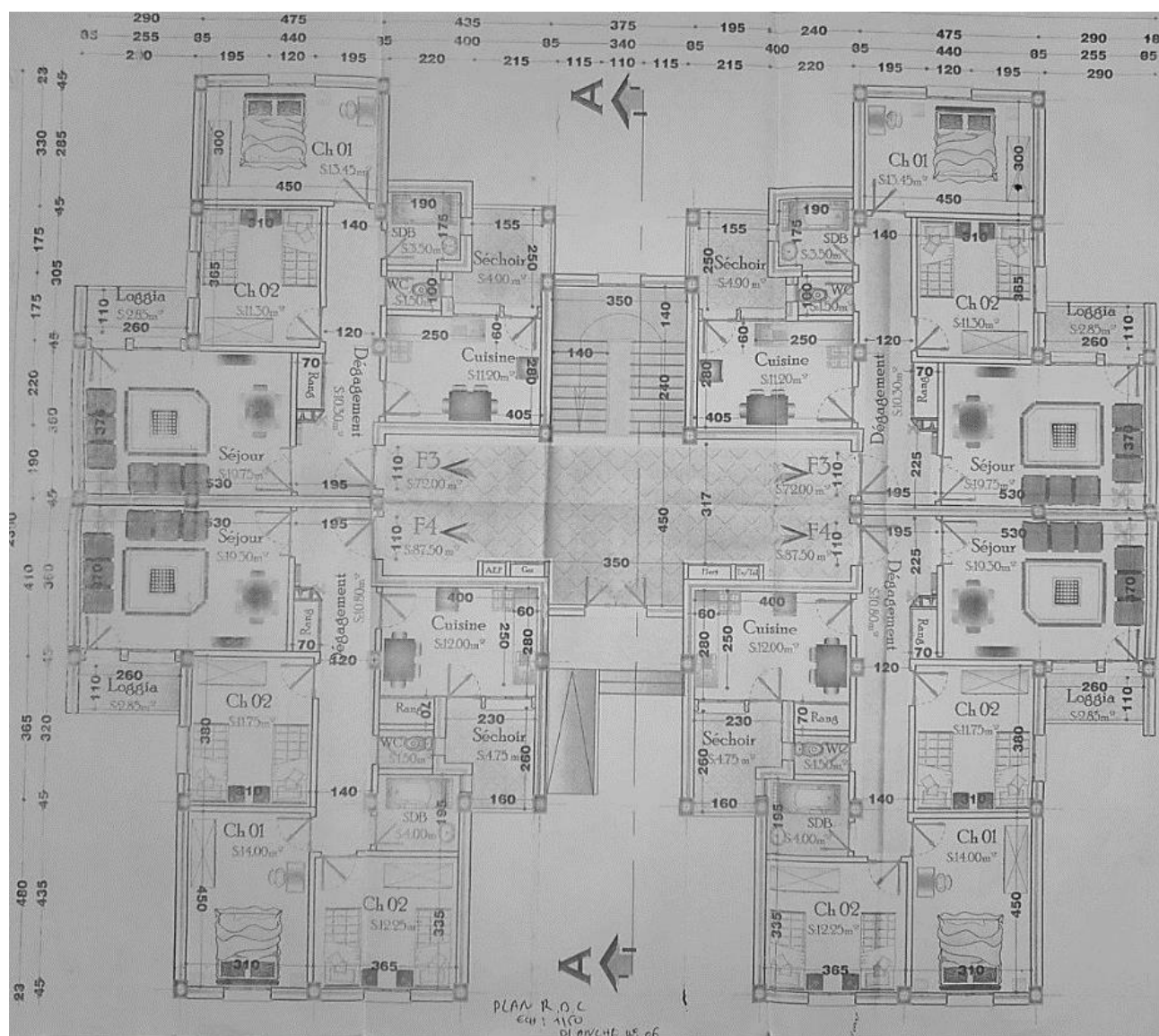
- **Outil informatique :**

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
- RDM6
- SOCOTEC
- WORD 2016
- SW FEA 2D Frame
- AUTOCAD 2019

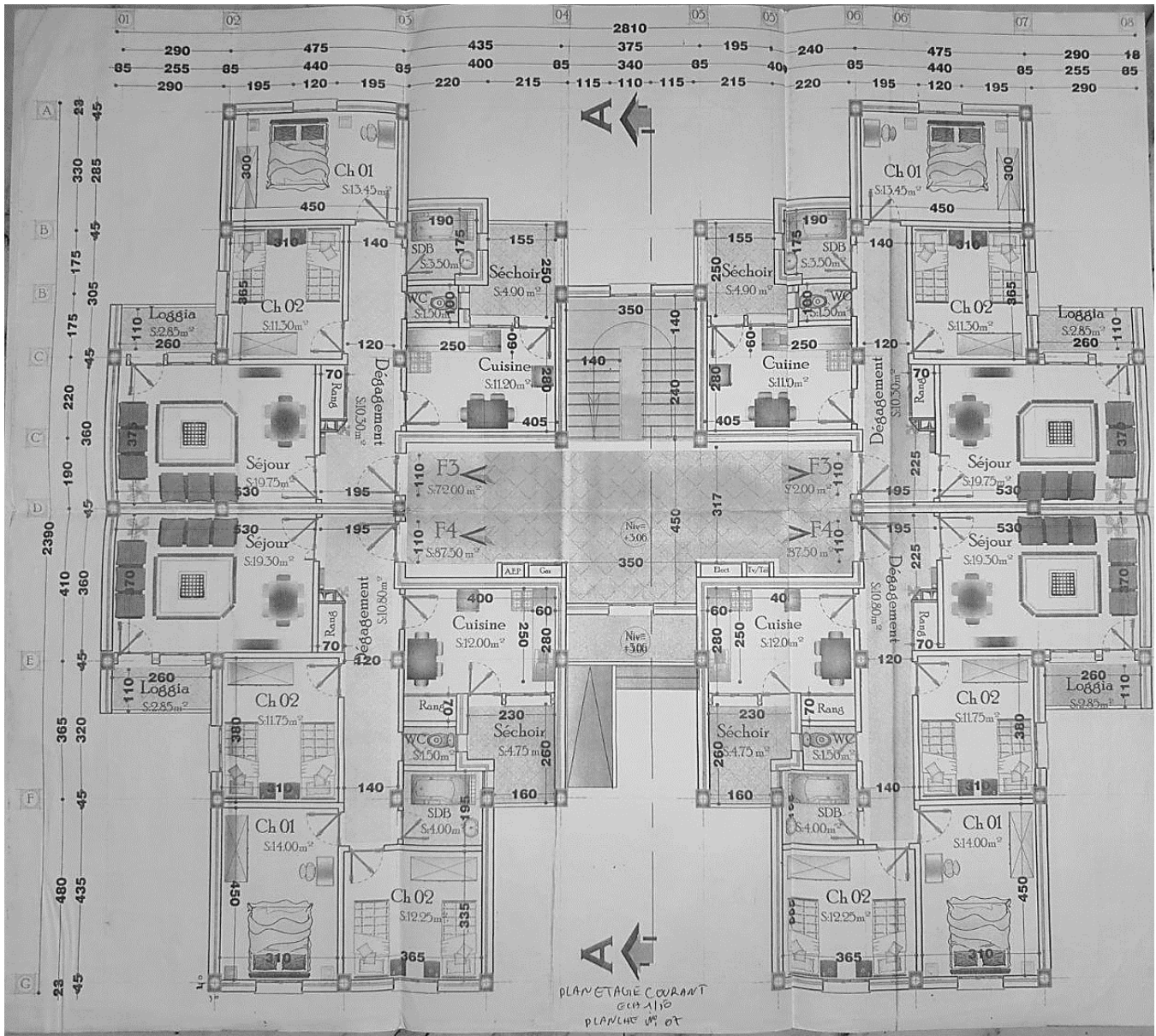
Annexes

ANNEXE I :

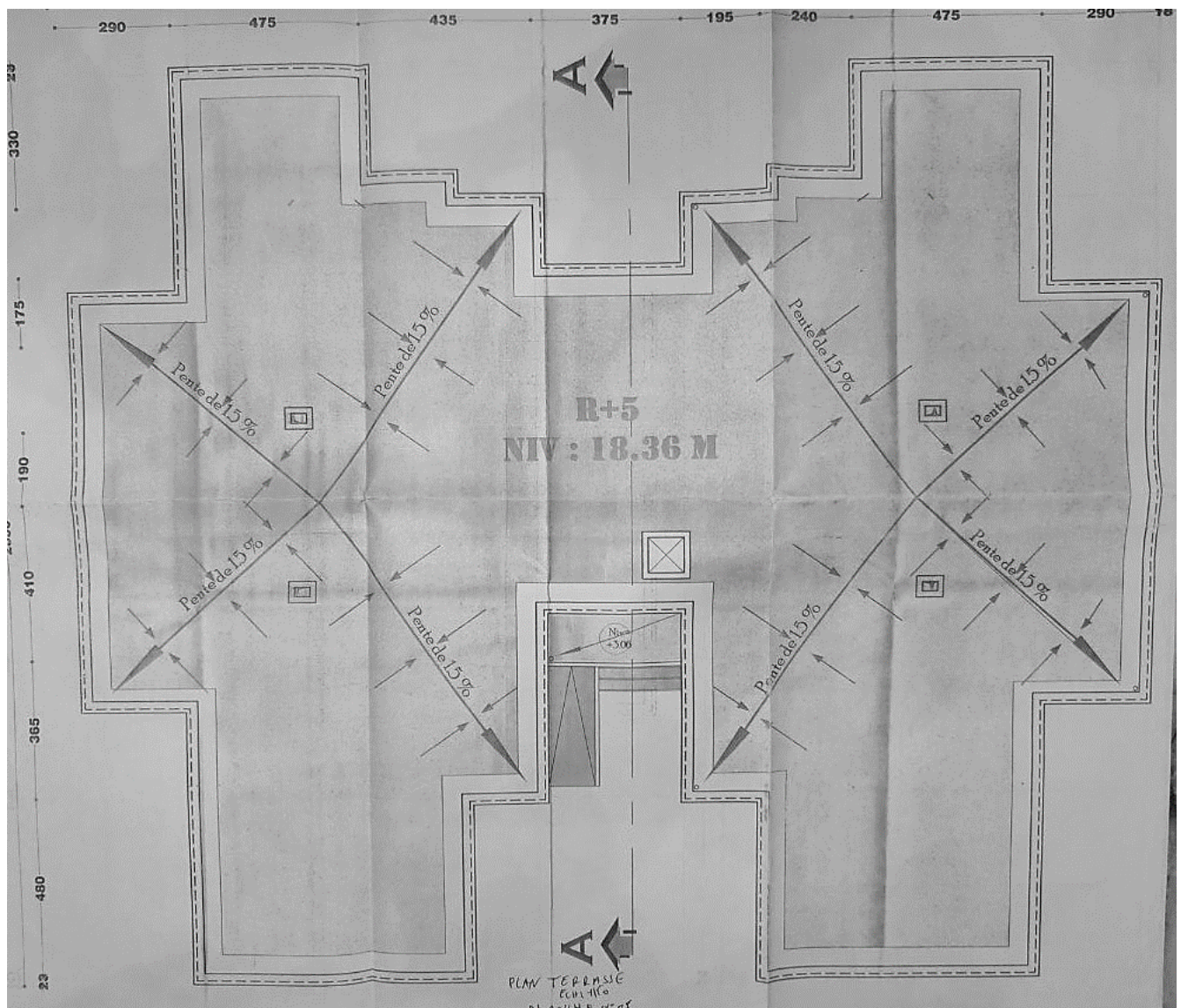
- Vue en plan étage courant



- Vue en plan RDC

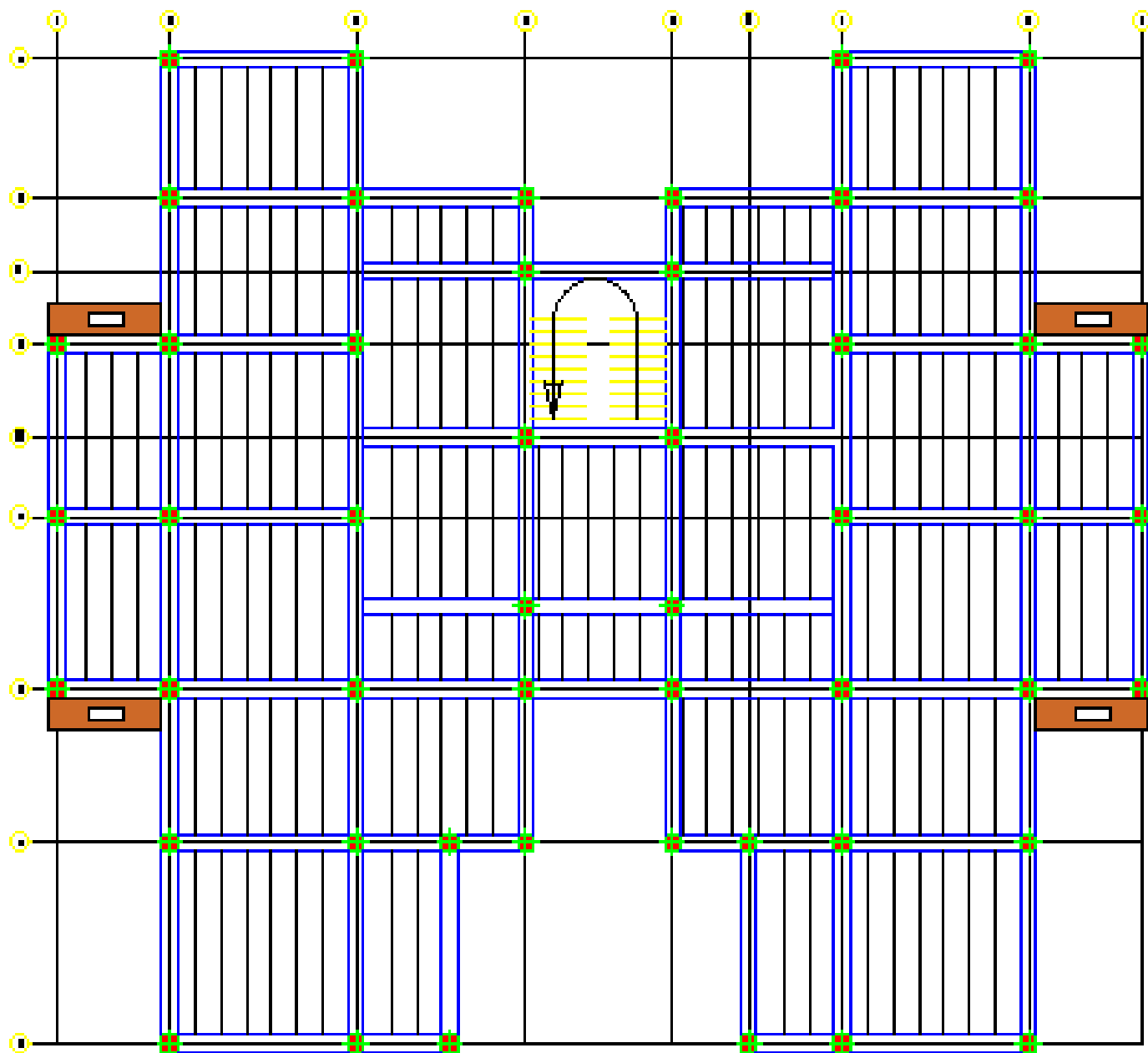


- Vue en plan terrasse

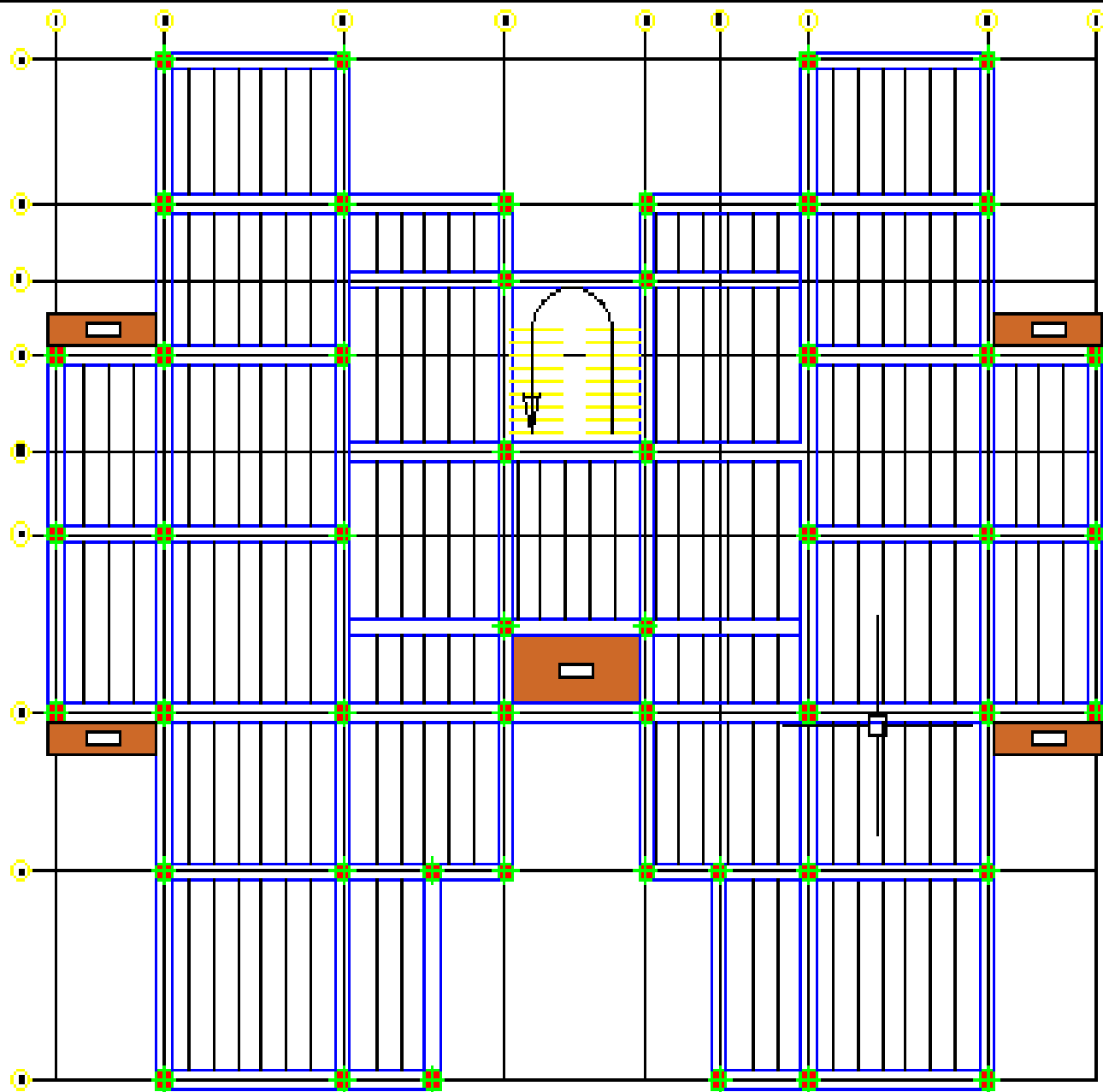


ANNEXE II : Plan de coffrage

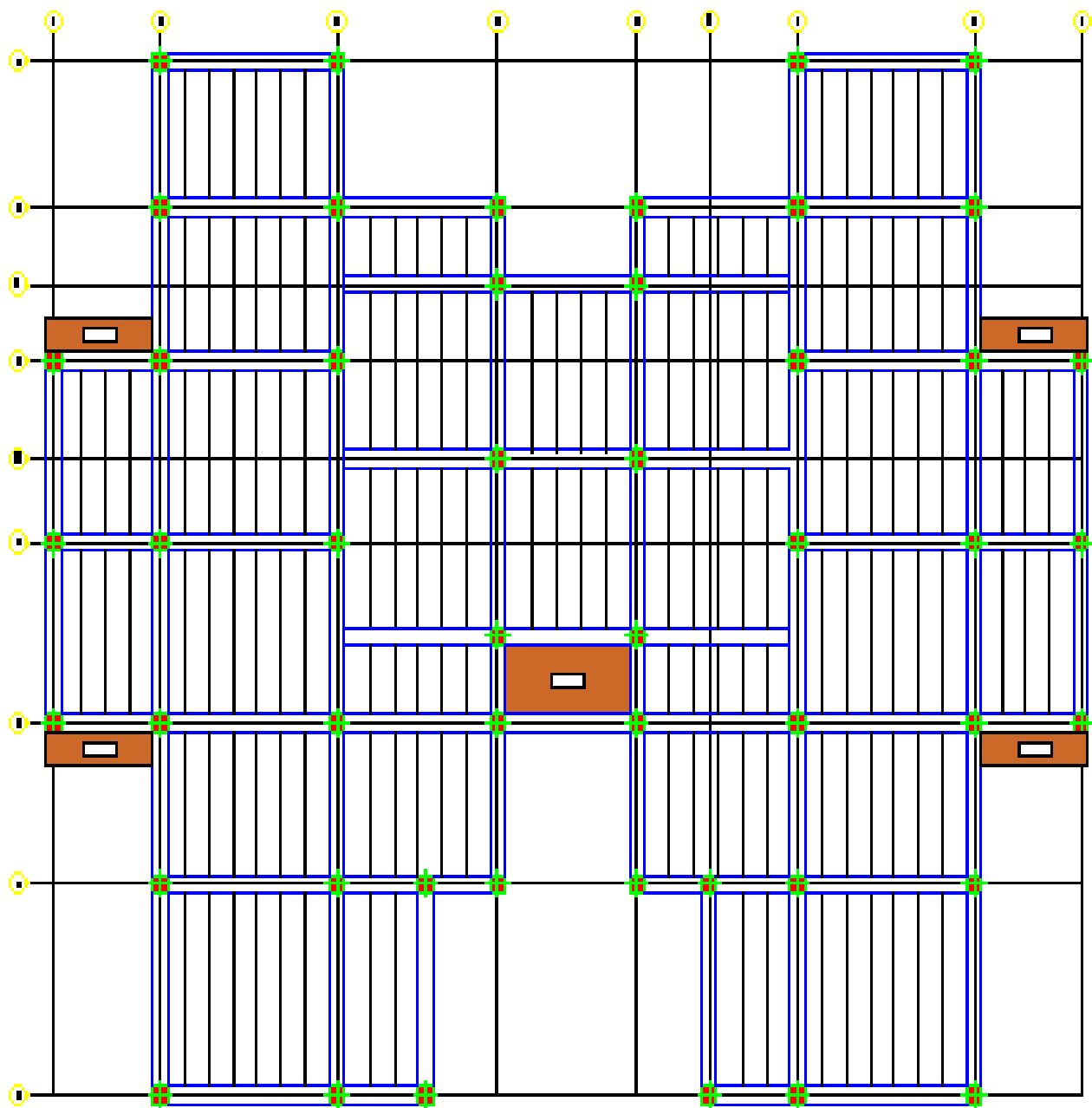
- RDC



- ETAGE COURANTE



- TERRASSE



- Coffrage des fondations

