

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de génie civil et hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière: Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation
(Comparaison entre calcul manuel et le calcul avec logiciel
de modélisation- robot-)**

Présenté par :

- ❖ **AMRANE ASMA**
- ❖ **CHAREF MEBROUKA**

Soutenue devant le jury composé de :

HAFSI Mustapha	MAA	UKMOuargla	Président
MAOUCHE Henia	MCB	UKMOuargla	Examinateur
DJOUHRI Mohamed	MCB	UKMOuargla	Encadreur

Année Universitaire: 2021 / 2022

REMERCIEMENT

Au premier lieu Ahamdolillah,

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à termine ce projet.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur : **Mr DJOUHRI MOHAMED** de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

En fin, tous nous amis, amies, et ceux qui ont contribues de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Merci à tous

Table des matières

Table des matières

Remerciements	I
Table des matières	II
Liste des Figures	V
Liste des Tableaux	VII
Liste des Symboles	IX
Résumé	XIII
Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux	
I.1 Introduction.....	02
I.2 Présentation du projet.....	02
I.3 Caractéristiques géométriques.....	02
I.3.1 Les plans d'architecture.....	02
I.3.2 Règlements utilisés.....	04
I.3.3 description de l'ossature.....	05
I.4 Hypothèses de calcul.....	06
I.4.1 Règles des trois pivots.....	06
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	07
I.5.1 Le béton.....	07
I.5.2 Caractéristiques mécaniques et physiques du béton.....	07
I.5.3 Diagramme déformations-contraintes du béton.....	08
I.5.4 Etat limite de compression du béton à l'ELS.....	09
I.6 L'Acier.....	09
I.7 Conclusion.....	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré-dimensionnement des éléments de la structure.....	11
II.2.1 Les planchers.....	12
II.2. 2 Poutres.....	13
II.2. 3 Les poteaux.....	14
II.3. Evaluation des charges et descente des charges.....	15
II.3. 1 Evaluation des charges permanentes.....	15
II.3. 2 descente des charges.....	18

Table des matières

II.4.	Conclusion.....	22
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire		
III.1.	Acrotère.....	23
III.1.1	Définition.....	23
III.1.2	Mode de calcul.....	23
III.1.3	Evaluation des charges et surcharges.....	23
III.1.4	Sollicitations.....	24
III.1.5	Ferraillage (E.L.U).....	24
III.2.	Plancher à corps creux.....	29
III.2.1	Introduction.....	29
III.2.2	Caractéristiques des poutrelles.....	29
III.2.3	Evaluation des charges et surcharges.....	29
III.2.4	Type des poutrelles	29
III.2.5	Domaine de validité de la méthode forfaitaire.....	30
III.2.6	Ferraillage.....	34
III.2.7	Vérification de la déformation.....	37
III.2.8	Récapitulation du ferraillage	38
III.3.	Escalier.....	39
III.3.1	Définition.....	39
III.3.2	Composition d'un escalier	39
III.3.3	Dimensions.....	39
III.3.4	Evaluation des charges.....	40
III.3.5	Evaluation des sollicitations.....	41
III.3.6	Calcul des efforts internes à l'ELU.....	41
III.3.7	Calcul des efforts internes ELS.....	44
III.3.8	Calcul de la flèche	46
III.3.9	Calcul de la poutre palière	46
III.3.10	Représentation de ferraillage	52
III.4.	Etude de balcon.....	53
III.4.1	Définition.....	53
III.4.2	Prés dimensionnement	53
III.4.3	Evaluation des charges et des surcharges.....	54
III.4.4	Ferraillage	54

Table des matières

III.4.5	Représentation de ferrailage	56
Chapitre IV : Ferrailage des éléments porteur		
IV.1.	Dimensionnement l'élément porteur manuellement	57
IV.1.1.	Introduction.....	57
IV.1.2.	Ferrailage des poteaux	57
IV.1.3.	Exemple de ferrailage poteaux : à L'ELU	58
IV.1.4.	Ferrailage des poutres.....	63
IV.2.	Dimensionnement les éléments porteur avec un logiciel Robot.....	70
IV.2.1.	Présentation du logiciel robot.....	70
IV.2.2.	Caractéristiques principales du logiciel Robot	71
IV.2.3.	Espace de calcul	71
IV.2.4.	Résultats obtenue par logiciel robot pour une poutre principale.....	76
IV.2.5.	Analyse et comparaison du calcul manuel et le calcule avec le logiciel ROBOT.....	81
IV.2.6.	Conclusion.....	81
Chapitre V : Métré : étude quantitatif et estimative du gros œuvre		
V.1.	Définition du métré.....	82
V.2.	Etude quantitatif et estimative du gros œuvre (béton).....	82
V.2.1	Calcul métré R+5 Gros Œuvres (béton).....	82
V.4.	Conclusion.....	88
Conclusion général		89
Références bibliographiques.		90
Annexes		

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux

Figure I.1	Façade principale du bâtiment.....	02
Figure I.2.	Façade postérieure du bâtiment.....	02
Figure I.3.	La coupe A-A et La coupe B-B.....	03
Figure I.4	Plan du rez-de chaussée.....	03
Figure I.5.	Plan d'étage courant (1 ^{er} étage ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 étage).....	04
Figure I.6.	Plan de terrasse	04
Figure I.7	Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	06
Figure I.8.	Diagramme déformations-contraintes du béton.....	08
Figure I.9.	Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1.	Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	13
Figure II.2.	Plancher terrasse inaccessible.....	16
Figure II.3.	Plancher étage courant.....	16
Figure II.4.	Poteau central.....	18
Figure II.5.	Poteau de Rive.....	20
Figure II.6.	Poteau d'angle.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III.1.	Forme de l'acrotère.....	23
Figure III.2.	Diagrammes (moment fléchissant, effort tranchant).....	24
Figure III.3.	Schéma de la section à étudier.....	24
Figure III.4.	Evaluation de centre de pression.....	25
Figure III.5.	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	28
Figure III.6.	Schéma de ferrailage du plancher	38
Figure III.7.	Coupe d'une volée d'escalier.....	39
Figure III.8.	Schéma statique de l'escalier.....	40
Figure III.9.	Schéma statique d'escalier à L'ELU.....	41
Figure III.10	Schéma statique d'escalier à L'ELS.....	44

Liste des Figures

Figure III.11.	Diagramme des efforts internes	48
Figure III.12.	Schéma des ferrailages des poutres palière.....	51
Figure III.13.	Schéma de ferrailage de l'escalier.....	52
Figure III.14.	Section statique du balcon.....	53
Figure III.15.	Ferrailage de Balcon.....	56

Chapitre IV : Ferrailage des éléments porteur

Figure IV.1.	Section de poteaux.....	57
Figure IV.2.	Schéma des ferrailages des poteaux.....	62
Figure IV.3.	poutre principale sur 3 appuis.....	63
Figure IV.4.	Section transversale de la poutre principale.....	65
Figure IV.5.	Schéma des ferrailages des poutres principales.....	67
Figure IV.6.	la portée des poutres secondaire.....	67
Figure IV.7.	Schéma des ferrailages des poutres secondaire.....	70
Figure IV.8.	Modélisation de la structure avec robot.....	71
Figure IV.9.	Démarrage de logiciel robot.....	72
Figure IV.10.	Types des structures.....	73
Figure IV.11.	Environnement de travail.....	73
Figure IV.12.	Interface du logiciel Robot Structural Analysais.....	74
Figure IV.13.	Organigramme de calcul de logiciel ROBOT.....	75
Figure IV.14.	Ferrailage des poutres principales.....	79
Figure IV.15.	Ferrailage des poutres secondaire.....	80
Figure IV.16.	Ferrailage des poteaux.....	80

Chapitre V : Métré : étude quantitatif du gros œuvre

Figure V.1.	coupe de la cage d'escalier (Paillasse et marches et contre marches)...	85
Figure V.2.	Plan coffrage du plancher RDC.....	86

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux

Tableau I.1	Analyse du diagramme des déformations (trois pivots).....	07
Tableau I.2	Propriétés mécaniques du béton.....	08
Tableau I.3	Valeurs de Coefficient d'application (θ).....	09
Tableau I.4	Valeurs des contraintes tangentes ultimes.....	09
Tableau I.5	Caractéristiques mécaniques des différents types d'aciers.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1.	Détermination de la largeur de la table de compression.....	13
Tableau II.2.	Pré dimensionnement des poutres	14
Tableau II.3.	Composants d'un plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.4.	Composants d'un plancher d'étage courant.....	15
Tableau II.5.	Valeurs des surcharges	17
Tableau II.6.	Valeurs des charges et surcharges suivant la loi de dégression.....	18
Tableau II.7.	Vérifications du $NU^* \leq NU$ (Poteau central).....	20
Tableau II.8.	Vérifications du $NU^* \leq NU$ (Poteau de rive).....	21
Tableau II.9.	Vérifications du $NU^* \leq NU$ (Poteau d'angle).....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1.	Charge et surcharge de différent plancher.....	29
Tableau III.2.	Le moment fléchissant et effort tranchant a ELU.....	32
Tableau III.3.	Le moment fléchissant et effort tranchant a ELS.....	32
Tableau III.4.	Le moment fléchissant et effort tranchant a ELU.....	32
Tableau III.5.	Le moment fléchissant et effort tranchant a ELS.....	33
Tableau III.6.	Récapitulation du ferrailage du plancher.....	38
Tableau III.7.	Evaluation des charges et des surcharges de balcon	53

Chapitre IV : Ferrailage des éléments porteur

Tableau IV.1.	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	57
Tableau IV.2.	Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.....	58
Tableau IV.3.	comparaison de résultats de moment(Poutre).....	81
Tableau IV.4.	comparaison de résultats de moment(Poteaux).....	81

Chapitre V : Métré : étude quantitatif du gros œuvre

Tableau V.1.	Volume de béton pour RDC.....	83
Tableau V.2.	Volume de béton pour étage (1.2.3.4).....	84
Tableau V.3.	Volume de béton pour étage 5.....	84
Tableau V.4.	Volume de béton pour escalier.....	85
Tableau V.5.	La surface des dalles R+5.....	87
Tableau V.6.	Devis quantitatif du gros œuvre (béton).....	88

Listes des symboles et notations

▪ **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée. A_t : Section d'acier transversale

A_{\max} : Section d'acier maximale. A_{\min} : Section d'acier minimale

.B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : Section partiellement comprimée.

SEC : Section entièrement comprimée.

SET: Section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier. I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELSN : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : Effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_d : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

▪ **Minuscules romaines :**

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e_p : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours. f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours. f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours. f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours. i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale. S_{rep} : Espacement de répartition.

▪ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : Somme.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'acier.

W : Poids.

▪ **Minuscules grecques :**

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élanement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

▪ **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle. AN : Axe neutre.

المخلص: مشروع نهاية الدراسة هذا عبارة عن دراسة حسابية في الهندسة المدنية: أبعاد مبنى سكني من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 5 طوابق. يقع الهيكل في ولاية ورقلة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة 0 وفقاً للقانون الجزائري المضاد للزلازل RPA، في البداية تم حسابات العناصر الثانوية والعناصر الحاملة (الأعمدة، العوارض) وتم الحساب وفقاً لقوانين الخرسانة المسلحة في الحالة الحديدية (BAEL). بعد ذلك دراسة مقارنة بين الحساب اليدوي والحساب باستخدام برنامج ROBOT وأخيراً تم حساب قياسات للأشغال الكبرى للمنشأة بالخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، العناصر الثانوية، العناصر الحاملة، برنامج الروبوت، BAEL، القياس.

Résumé : Ce projet de fin d'étude est une étude de calcul génie civil : dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé constitué d'un rez de chaussée plus 5 étages. La structure est implantée de la wilaya d'Ouargla. Cette région est classée zone 0 selon le règlement parasismique Algérien RPA en commençant par les calculs des éléments secondaires et les éléments pourtour (poteaux, poutre) le calcul est suivant le règlement béton armé à l'état limite (BAEL). Ensuite une étude de comparaison entre le calcul manuel et le calcul effectuée avec logiciel ROBOT et enfin calcul de métré des gros œuvre en béton armé.

Mots clés : béton armé, éléments secondaires, éléments pourtour logiciel robot, BAEL, métré.

Abstract: The graduation project for the end of this learning is a study to determine the dimensions of the civil engineering of a residential building by concrete consisting of a ground floor in addition to five floors. The structure is located in the wilaya of Ouargla. This zone is classified as zone 0 according to the Algerian anti-seismic law RPA, first the secondary and bearing elements (columns, beams) the calculation is done according to the laws of concrete in boundary condition (BAEL). After that, a comparative study between manual calculation and calculation using the ROBOT program, finally a concrete quantity calculation

Keywords: concrete, secondary elements, bearing elements, robot program, BAEL, quantity calculation

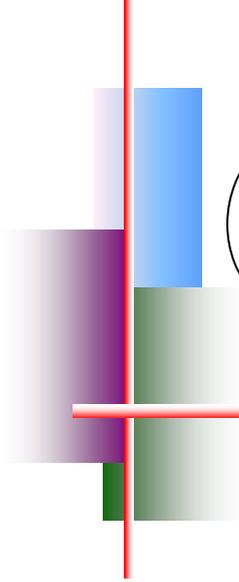
Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en **R+5** présentant une irrégularité en plan ; l'ossature est en poteaux poutres.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis (**Robot millénium**) pour faire le ferrailer les éléments résistants suivants les combinaisons et les dispositions constructives exigées par BAEL91 et **DTR.BC-22**.

Cette étude a été divisée en quatre parties :

- **Chapitre I et II** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **Chapitre III** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon poutre palière).
- **Chapitre IV**: comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99**
- **Chapitre V**: comprend le calcul des quantités des travaux réalisé- gros **œuvres** (métré de projet)



Chapitre I



*Présentation du projet
et caractéristiques
des matériaux*

I.1. Introduction :

Dans ce chapitre on a présentant les calculs d'un bâtiment **R+5** à usage d'habitation. L'ouvrage est implanté à la wilaya d'OUARGLA. OÙ classée zone sismique **0** selon le règlement parasismique Algérien [RPA99/V2003] [2].

I.2. Présentation de projet :

L'objectif de ce travail est d'étudier les éléments structuraux (poteau, poutre) et les éléments secondaires (acrotère, balcon, escalier).

I.3. Caractéristiques géométriques :

Contrainte admissible du sol : on a proposé $\sigma_{sol}=2$ bars.

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC : **3.23 m.**
- Hauteur de l'étage courant : **3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : **18.53 m.**
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : **19.13 m.**

Dimensions en plan :

- La largeur totale du bâtiment est de : **8.90 m.**
- La longueur totale du bâtiment est de : **22.00 m.**

Dans cet ouvrage le type d'escaliers sont à deux volées coulé sur place avec des Paliers de repos.

I.3.1. Les plans d'architecture :

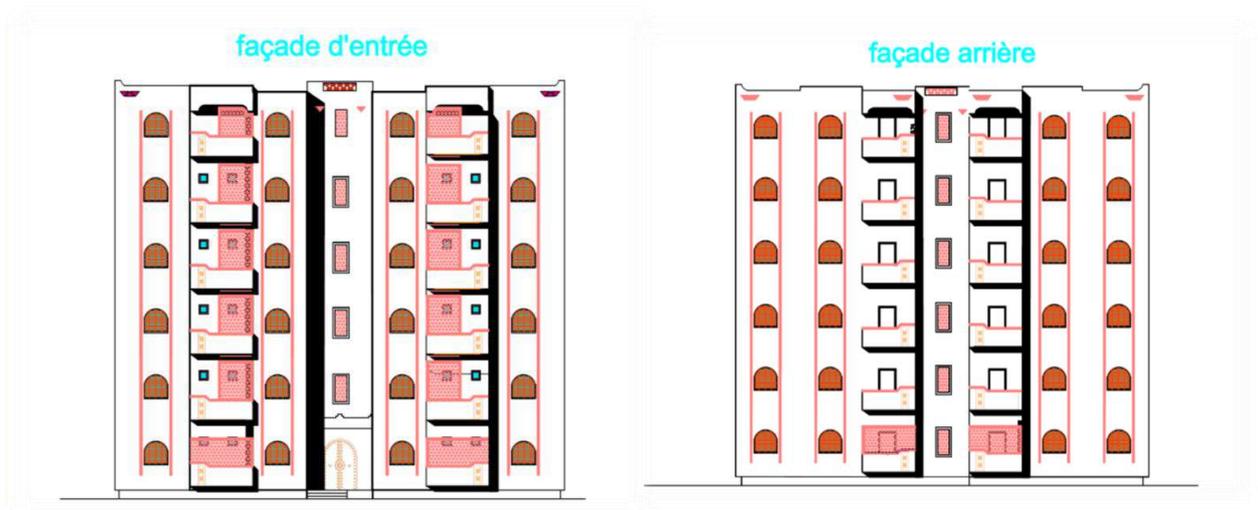


Figure. I.1 : Façade principale du bâtiment. **Figure. I.2** : Façade postérieure du bâtiment.

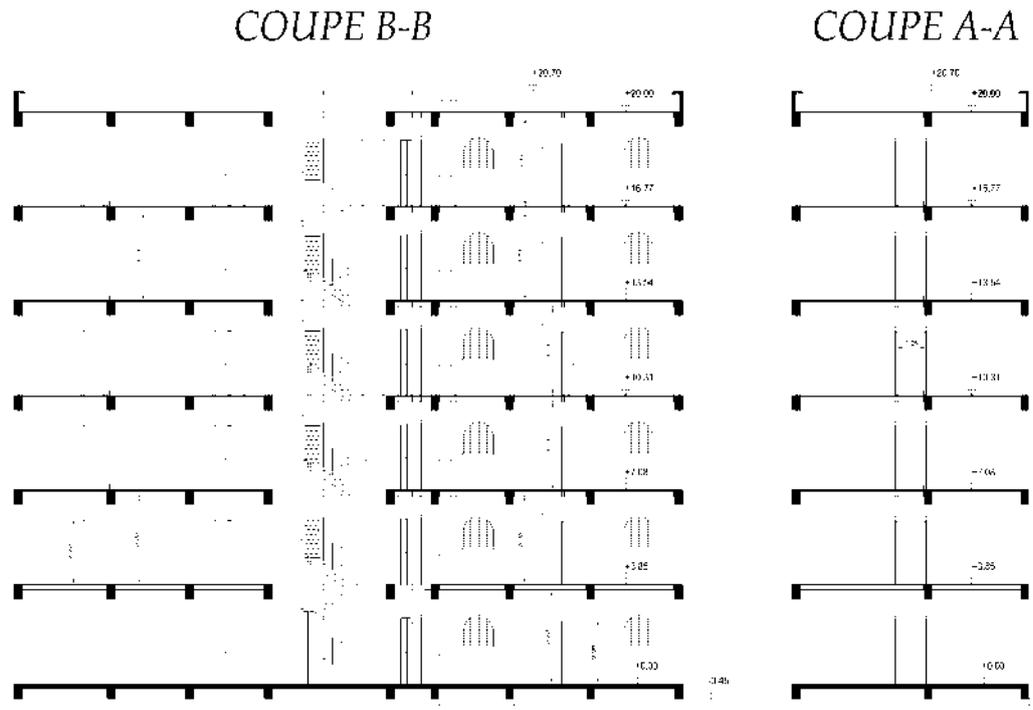


Figure. I.3 : La coupe A-A et La coupe B-B

plan R.D.C

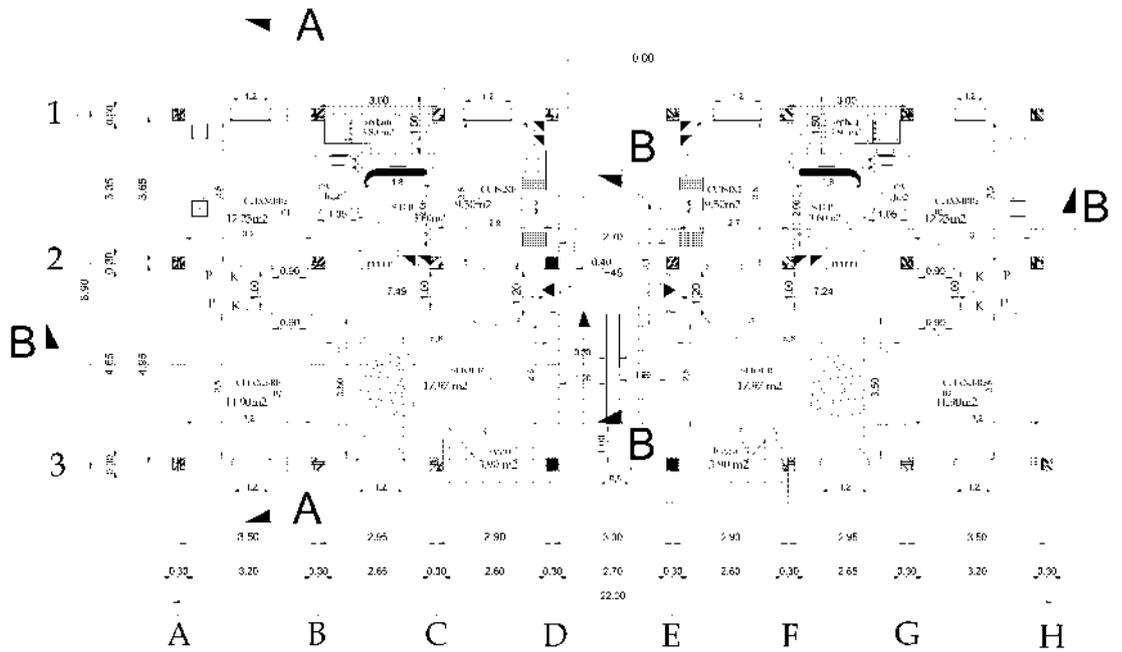


Figure. I.4 : Plan du Rez-de-chaussée.

plan etage courant

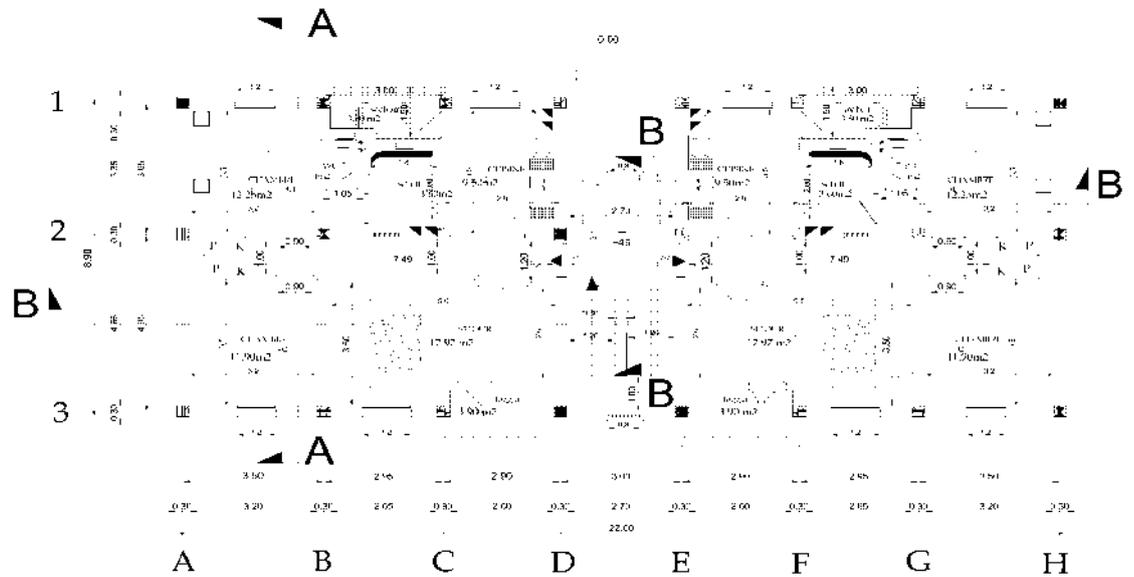


Figure. I.5 : Plan d'étage courant (1^{er} étage, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage)

PLAN TERRASSE

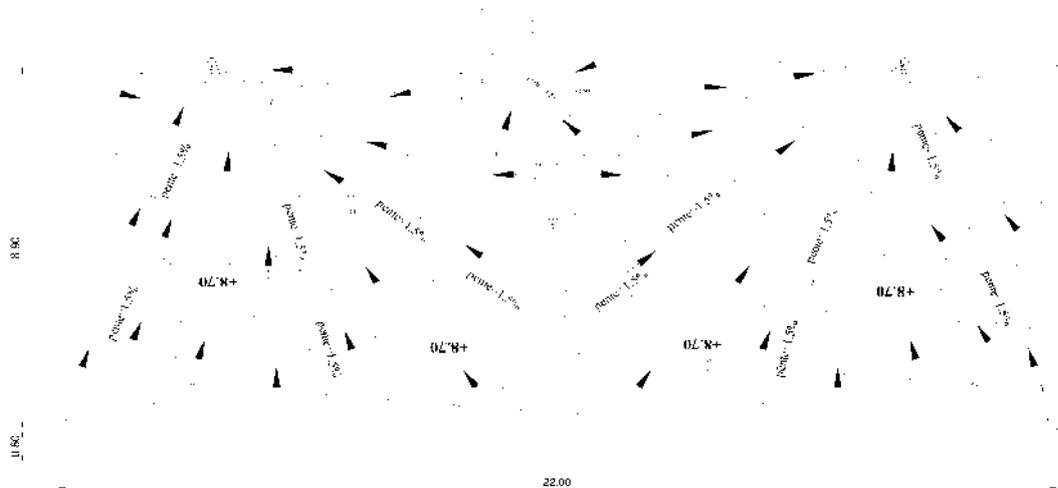


Figure. I.6 : Plan de Terrasse

I.3.2. Les règlements utilisés :

- **BAEL91, modifié en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages et constructions en béton armé, suivant les États Limites.
- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- **DTR.BC-22** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et Charges d'exploitations)
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

I.3.3. description de l'ossature :**1) Les planchers :**

Nous avons opté pour deux types de plancher, plancher à corps creux (16+4) cm pour les étages et plancher en dalle pleine pour les balcons.

a). Planchers à corps creux :

Tous les planchers sont constitués par des corps creux et une dalle de compression de 4cm (16 + 4) reposant sur des poutrelles semi préfabriquées en béton armé, disposées selon la plus petite portée (Importantes).

b). Planchers dalle plein (Balcon) :

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

2) Maçonneries :

La maçonnerie en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm D'épaisseur) séparés par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs

3) L'acrotère :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de **Øcm** et d'épaisseur de **10 cm**, il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Entretien des façades.

4) Les escaliers :

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, droit en béton armé coulé sur place.

5) Revêtement :

- ♦ Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- ♦ Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- ♦ Enduit de plâtre pour les cloisons et plafonds (e = 2 cm).
- ♦ Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.4. Hypothèses de calcul :

I.4.1. Règles des trois pivots

Une section de béton soumise à des sollicitations normales déforme suivant l'hypothèse de Navier.

- Les sections planes normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton acier (adhérence mutuelle).
- Résistance à la traction du béton non prise en compte dans les calculs.
- Des déformations sont prises à partir des diagrammes déformations-contraintes du béton et de l'acier.
- La déformation de la section est représentée par une droite, passant par l'un des pivots "A", «B", «C", repérés (1), (2), (3) sur la **Figure. I.7** [BAEL 91 Art-A4.3.3] [1].

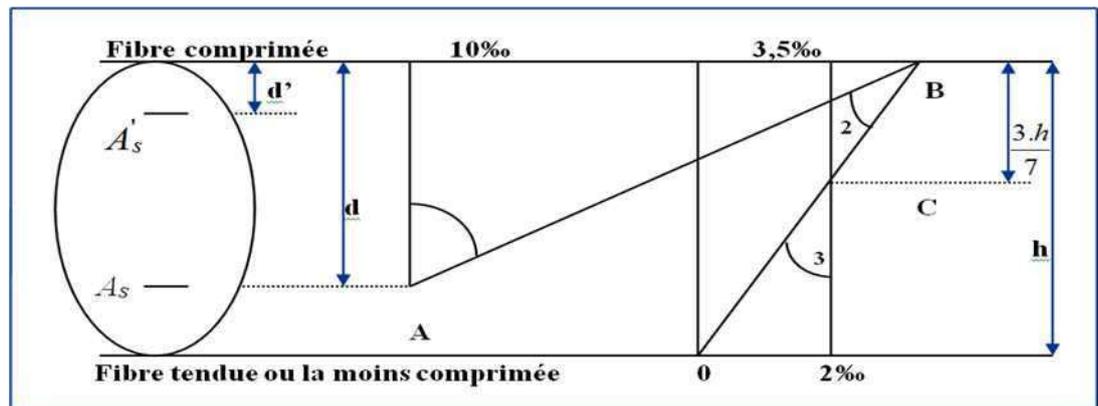


Figure. I.7. : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots [5].

Le tableau ci-après permet d'analyser :

- la position des pivots repérés A, B, C
- les domaines (1), (2), (3) et les valeurs des déformations limitées :

Tableau I.1. Analyse du diagramme des déformations (trois pivots)

Analyse du diagramme des déformations limitées d'une section		
Pivots A domaine 1	Pivots B domaine 2	Pivots C domaine 3
-Allongement unitaire de l'acier $\varepsilon_s = 10\%$ -traction simple *limité AA *Béton entièrement tendu -flexion simple= *acier tendu $\varepsilon_s = 10$ * Béton partiellement comprimé $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%$ (*) flexion simple, composée	-raccourcissement unitaire du béton comprimé $\varepsilon_s = 3.5\%$ -flexion simple *acier tendu *Béton partiellement comprimé recommandation $\varepsilon_{bc} \geq \frac{fe}{\gamma_s \cdot Es} \%$ (*) flexion simple, composée	-raccourcissement unitaire du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2$ pour $y_u \frac{3}{7} h$ -Compression simple Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformations (*) sinon flexion, composée.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [BAEL 91] [1] et tous les règlements applicable en Algérie [RPA 99 version 2003][2] et (CBA 93) [4] .

I.5.1. Le béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange composé d'un liant , de ciment, des granulats (gravier , sable) et de l'eau par des proportions bien déterminé ,la composition de béton pour un mètre cube :

- ♦ 350 kg/ m3 de ciment de classe CPJ 42,5 CEM II
- ♦ 400 litres de sable de diamètre (D< 5mm)
- ♦ 800 litres de gravier de diamètre (D<25mm)
- ♦ 175 litres d'eau

I.5.2. Caractéristiques mécaniques et physiques du béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression [BAEL 91-Art-A.1.1] [1] :

Tableau I-2- Propriétés mécaniques du béton

Résistance a la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient t De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (M Pa) $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$
$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$		$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 10721,40 \text{ MPa}$	
$j > 28 \text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$				
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$				

I.5.3. Diagramme déformations-contraintes du béton :

Les contraintes du béton doivent avoir un diagramme (parabole-rectangle) mais de point de vue de simplification dans les calculs, on va adopter le diagramme rectangulaire [BAEL 91 Art-A.4.3.4] [1].

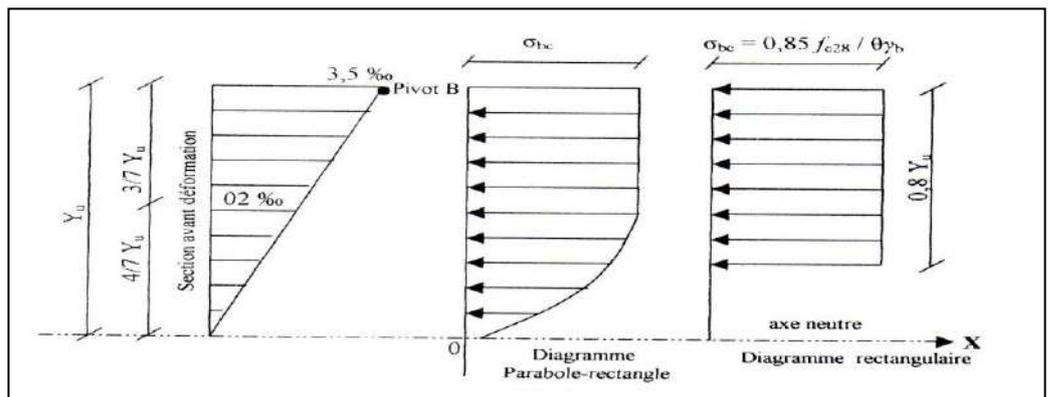


Figure. I.8. Diagramme déformations-contraintes du béton [6].

a) Contraintes de calcul du béton (symbole σ_{bc})

Elle est définie par
$$f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

σ_{bc} : Contrainte de calcul

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons de cas courant.

$\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons de cas accidentelle

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14,17 \text{ Mpa} : \text{situation durable} \\ 21,74 \text{ Mpa} : \text{situation accidentelle} \end{cases} \quad \text{Si durée} < 1\text{h}$$

Tableau I.3. Valeurs de Coefficient d'application (θ)

Coefficient d'application (θ)	Durée d'application
1	> 24 heure
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	Si durée < 1h

b) La contrainte ultime de cisaillement est définie par la relation :

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

b : largeur de la section

d : hauteur utile.

- Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) $\bar{\tau}_u = \min\{0.20.f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa\}$
- Fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min\{0.15.f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa\}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min\{0.27.f_{cj} / \gamma_b; 7Mpa\}$

Tableau I.4. Valeurs des contraintes tangentes ultimes

f_{cj} Mpa	Cas de fissuration	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
25	peu préjudiciable	3.33
25	Préjudiciable	2.5

I.5.4. Etat limite de compression du béton à l'ELS :

(Symbole $\bar{\sigma}_{bc}$) [BAEL 91 Art-A.4.5.2][1]

La contrainte de compression du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{cj}$

$$f_{c28} = 25MPa \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

I.6. L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance mécanique (traction, compression) dans le cas d'élanement faible [BAEL 91 Art-A.2.2] [1] :

. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui présente une déformation importante avant rupture de l'ordre de 10%). **Tableau I.5.**

Tableau I.5. Caractéristiques mécaniques des différents types d'aciers

	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 F _e E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$ mm TL50 $\Phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

a. Contrainte limite :

1. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure contrainte-déformation [BAEL 91 Art-A.2.2.1][1].

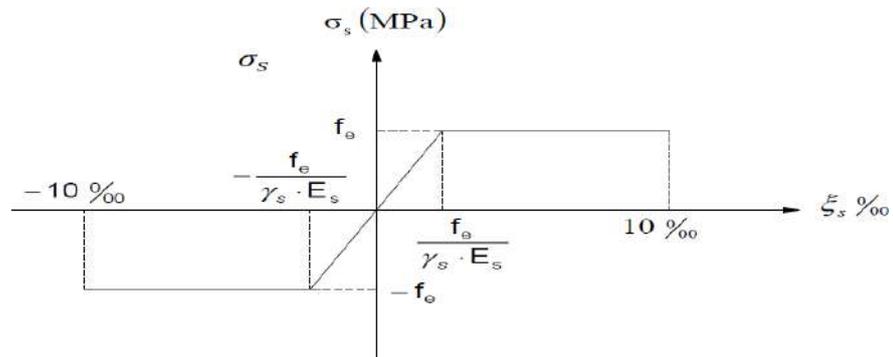


Figure. I.9. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU [6].

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles ; $\gamma_s = 1.15$ cas général)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

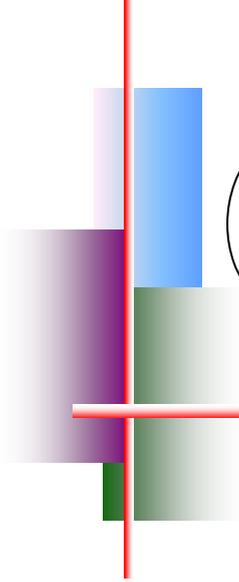
- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\nu} f_{tj} \right)$.

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les Ronds Lisses (RL), $\eta = 1.6$ pour les Hautes Adhérences (HA)).

I.7. Conclusion :

Dans le premier chapitre, nous avons exposé la majorité des hypothèses nécessaires aux calculs des éléments en commençant par la présentation du projet, les règles de calcul et les caractéristiques des matériaux utilisés.



Chapitre III



*Pré-dimensionnement
et
descente des charges*

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et à la durabilité de l'ouvrage. Pour cela nous nous référons aux recommandations du [BAEL91] [1] : [RPA99/V2003] [2], et [DTR.BC-22] [3].

II.2. Pré-dimensionnement des éléments de la structure :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base.

- **Les planchers**
- **Les poutres**
- **Les poteaux**

II.2.1. Les planchers :

Dans notre projet on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1) Planchers (Corps creux) :

Dans ce projet on a opter pour un plancher a corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond.
 - **Corps creux** : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
 - **Poutrelles** : éléments résistants des planchers.
 - **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
 - **Treillis soudé**.

• Les Poutrelles :

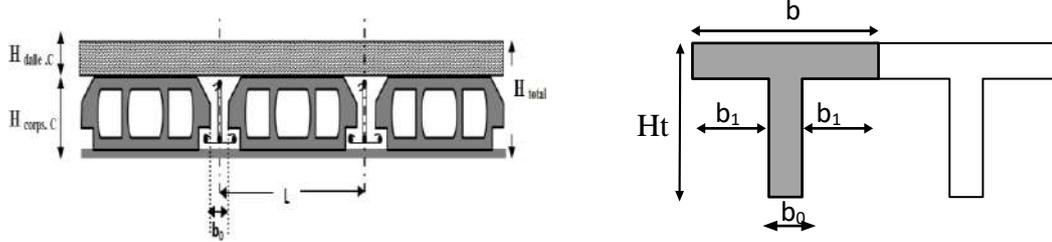


Fig. II.1. : Coupe transversale sur un plancher à corps creux [7].

Tableau .II.1. Détermination de la largeur de la table de compression :

Condition	L_{max} (cm)	Total (cm)
Selon [BAEL 91 Art-B-6-8-4.2.4] [1]		
$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$	$L_{max}=350 - 30 = 320\text{cm}$	$ht=16+ 4 = 20$
$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min\left\{\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}\right\}$	$b=27,5.2+b_0=55+10=65\text{cm}$	$b=65$

2) Dalle pleine : Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles

dépend des critères suivants :

a. Critère de résistance

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{max}}{30}$$

$L_x=2.70$ m donc

$$270/35 \leq e_p \leq 270/30 \Rightarrow 7.71\text{cm} \leq e_p \leq 9 \text{ cm}$$

On prend : $e_p=10\text{cm}$ Avec :

e_p : Epaisseur de la dalle. L_x : La plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

b. Sécurité contre l'incendie

$e_p= 7\text{cm}$: Peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11\text{cm}$: Peut assurer un coupe-feu de deux heures.

c. Condition d'isolation acoustique $e_p = 15 \text{ cm}$.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : $e_p = 15\text{cm}$.

II.2.2 Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de [BAEL91] [1] et vérifié selon le [RPA 99/version 2003 : Art 7.5.1] [2] :

Tableau .II.2. Pré dimensionnement des poutres :

	L _{max}	Selon RPA 99 version 2003			
		Selon BEAL 91	Hauteur	Largeur	
		hauteur	h/b		
		$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	h ≥ 30	b ≥ 20	h /b ≤ 4
P. Principal	465	31 ≤ h ≤ 46.5 → (h) (45cm) 13.5 ≤ b ≤ 22.5 → (b) (30cm)			
P. Secondaire	320	21.5 ≤ h ≤ 32 → (h) (35cm) 10.5 ≤ b ≤ 17.5 → (b) (30cm)			

II.2.3. Les poteaux :

a. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnes en compression simple en choisissant les poteaux les plus Sollicité de la structure .c'est -à-dire, un poteau central.

b. Hypothèses de calcul :

Les poteaux sont des éléments de structure qui sont généralement verticales et sont destinés à transmettre les charges gravitaires provenant des planchers vers le système de fondation, et dans le cas d'un bâtiment courant ils n'interviennent pas au contreventement de la structure, ils sont donc calculés par la méthode forfaitaire du [BAEL91] [1] selon les hypothèses suivantes :

- Elancement limité ($\lambda < 70$)
- Effort normal concentré
- Justification selon l'ELUR seule

c) Méthode forfaitaire du [BAEL 91] [1] :

Paramètres de calcul :

Rayon de giration minimal $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$:

D'après le plan d'architecte on prend la dimension de poteau **(30×30)**

Selon les règles [BAEL91 Art B.8.4.1] [1] qui traitent la condition de non flambement ; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si : ($\lambda < 70$)

$$B_r = \frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} \left[\alpha N_u - \frac{A.f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Charge centrée descendue à la base du poteau.

A : section d'armatures contribuées.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Elancement géométrique.

l_0 : hauteur d'étage.

I_{\min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur du flambement [BAEL Art-B.8.3.3.1] [1]

$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$ Rayon de giration

➤ **RDC :**

l_0 : hauteur RDC = 3.23 m

$l_f = 0,7 \cdot 3,23 = 2.26$ m.

$I_{\min} = 0,30 \cdot (0,30)^3 / 12 = 6.75 \cdot 10^{-4}$

$B = 0,30 \cdot 0,30 = 0.09$ m²

$$I = 0,086 \Rightarrow \lambda = \frac{2.26}{0.086} = 26.096$$

$$\text{Tant que : } \lambda = 26.096 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \mathbf{0.765}$$

➤ **Étage courant :**

$l_f = 2.142$ m.

$I_{\min} = 0,3 \cdot (0,30)^3 / 12 = 6.75 \cdot 10^{-4}$

$B = 0,3 \cdot 0,3 = 0.09$ m²

Tant que : $\lambda = 24.91 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.772$

II.3. Evaluation des charges et descente des charges

II.3.1. Evaluation des charges permanentes :

a) Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire [D.T.R.B.C.22] [3] des charges permanentes et charges d'exploitations.

1- Plancher terrasse inaccessible :

Notre plancher terrasse est inaccessible, il est réalisé en corps creux et composé de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

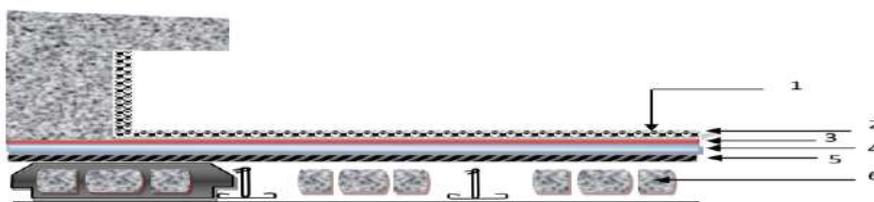


Fig. II.2. : Plancher terrasse inaccessible [5].

Tableau .II.3. Composants d'un plancher terrasse inaccessible

N	Désignation	e (cm)	γ daN/m ²	Charge daN/m ²
1	Gravillon pour protection de l'étanchéité d'épaisseur	4	2000	80
2	Etanchéité multicouche en feutre bitumé	2	600	12
3	Isolant thermique (liège),	4	400	16
4	Chappe (béton non armé), avec pente 1.5%	7	2200	154
5	Plancher corps creux	16+4	1400	280
6	Enduit en plâtre	1.5	1000	15
G (Total)				557

2. Plancher étage courant :

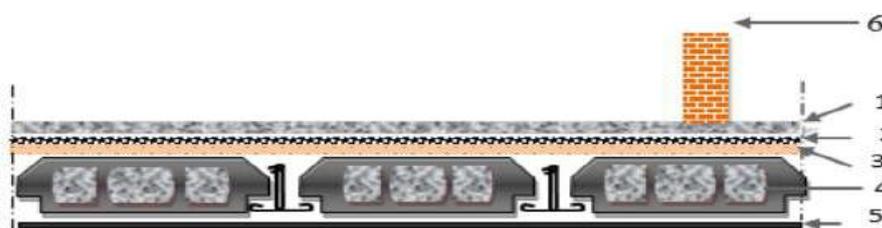


Fig.II.3. : Plancher étage courant [5].

Tableau II.4. Composants d'un plancher d'étage courant

N	Désignation	e (cm)	γ daN/m ²	Charge daN/m ²
1	Revêtement en carrelage	2	2000	40
2	Chappe en mortier de ciment (mortier de pose)	2	2000	40
3	Lit de sable,	2	1700	34
4	Plancher corps creux.	16+4	1400	280
5	Enduit en plâtre	1.5	1000	15
G (Total)				409

- **Poids des cloisons**

D'après le règlement des charges permanentes et charges d'exploitation [DTRB.C 22 Art III.2] [3] ;

La charge des cloisons est comprise entre : $50 \leq G_{cloison} \leq 100 \text{ kg/m}^2$.

On prend : $G_{cloison} = 75 \text{ daN/m}^2$

Alors. $G_{étage} = 409 + 75 = 484 \text{ daN/m}^2$

- b) **Charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le [D.T.R.B.C.22] [3] des charges permanentes et charges d'exploitations.

Tableau .II.5. Valeurs des surcharges :

Eléments	Surcharges (daN/m ²)
Plancher terrasse	100
Plancher étage courant	150
Balcon	350

- c) **Murs :**

Après le règlement des charges permanentes et charges d'exploitation [DTRB.C 22 Art- IC.1.2] [3] ;

- La masse volumique de l'enduit en plâtre : 1000 daN/m^3
- La masse volumique de l'enduit en ciment : 1800 daN/m^3
- Charge de mur en brique (ép. =30 cm) : $0.30 \times 1450 = 435 \text{ daN/m}^2$
- Charge de mur en brique (ép. =15 cm) : $0.15 \times 1450 = 217.5 \text{ daN/m}^2$

- d) **Combinaisons fondamentales :**

$$*E.L.U : q_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 484 + 1.5 \times 150 = 878.4 \text{ kg/m}^2$$

$$*E.L.S : q_s = (G + Q) = (484 + 150) = 634 \text{ Kg/m}^2$$

Application de la loi de dégression

Dégression des surcharges pour le calcul des éléments porteurs, soient Q_0 : la surcharge sur la terrasse.

- (Q_1, Q_2, \dots, Q_n) les surcharges des autres planchers.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les surcharges d'exploitation suivantes :

e) Application de la loi de dégression :

Dégression des surcharges pour le calcul des éléments porteurs, soient :

Condition : bâtiment d'habitation a étage ($n > 5$) en générale on à $n=5$ donc la condition est vérifié.

Dans ce cas les charges sont identiques :

Remarque :

- La loi de dégression ne s'applique que pour la surcharge d'exploitation
- Pour le pré dimensionnement des poteaux de notre structure, on prendra le poteau le plus défavorable.

$$\text{Etage } n : \quad Q_o + \left[\frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \right]$$

Tableau .II.6. Valeurs des charges et surcharges suivant la loi de dégression

	Charge permanent (KN/m ²)	Charge d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	5,57	1,00
Plancher 4 ^{eme} étage	4,84	2,50
Plancher 3 ^{eme} étage	4,84	3,85
Plancher 2 ^{eme} étage	4,84	5,05
Plancher 1 ^{eme} étage	4,84	6,10
Plancher RDC	4,84	7,00

II.3.2. Descente des charges :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

Nous avons un bâtiment composé de : **RDC+ 5 étages.**

a) /Descente des charges du poteau central :

Calcul de la section afférente :

$$S = 2,220 + 2,18 + 3,08 + 3,023 = \mathbf{10,503}$$

$$\mathbf{S = 10,503 \text{ m}^2}$$

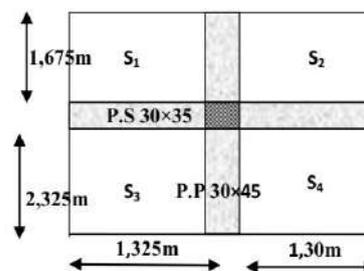


Fig.II.4. Poteau central

• Evaluation des charges :

Etage	Eléments	G (KN)	Q (KN)
5	Plancher terrasse	$5.57 \times 10.503 = 58.50$	$Q_{Te} = 1.00 \times 10.503 = 10.503$
	Poutres	$P_p = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.325 + 1.675)) = 13.50$ $P_s = (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325 + 1.30)) = 6.89$ $P = 20.39$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	
	Totale	$58.50 + 20.39 + 5.87 = 84.76$	
4	Plancher	$4.84 \times 10.503 = 50.83$	$Q_4 = 2.5 \times 10.503 = 26.257$ $Q_3 = 3.85 \times 10.503 = 40.437$ $Q_2 = 5.05 \times 10.503 = 53.040$ $Q_1 = 6.01 \times 10.503 = 63.123$
	Poutres	$P_p = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.325 + 1.675)) = 13.50$ $P_s = (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325 + 1.30)) = 6.89$ $P = 20.39$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	
	Totale	$(50.83 + 20.39 + 5.87) \times 4 = 308.36$	
RDC	Plancher	$4.84 \times 10.503 = 50.83$	$Q_{RD} = 7.00 \times 10.503 = 73.521$
	Poutres	$P_p = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.325 + 1.675)) = 13.50$ $P_s = (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325 + 1.30)) = 6.89$ $P = 20.39$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.78 \times 25 = 6.255$	
	Totale	$50.83 + 20.39 + 6.255 = 77.475$	
TOTALE		$G_T = 470.595$	$Q_T = 266.872$
		$N^*u = 1.35G + 1.5Q$	1035.611

$$Nu^* \leq Nu = \alpha \left[Br \frac{f_{c28}}{0.9\delta_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

• Vérification de la section du béton :

Br : Section réduite du poteau (en cm²)

$Br = (a - 2cm)(a - 2cm) \Rightarrow$ Poteau carré **(30*30) cm**

Br = 784 cm²

As : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25 MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

$\gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$

$$A_{mini} = \maxi \{4*u; 0,2\%*B\} \quad A_{maxi} = 5\%*B.$$

Section minimale : $A_{mini} = \maxi \{4*1,2 = 4,8 \text{ cm}^2; 0,2\%*900 = 1.80 \text{ cm}^2\}$

Section maximale : $A_{maxi} = 5\% * B = 5\% * 900 = 45 \text{ cm}^2$.

Il faut placer une section d'acier au moins égale à **4,8 cm²**.

On choisit **5HA12**, ce qui représente une section réelle de **5,65 cm²**.

Tableau II.7. : Vérifications du $N_U^* \leq N_U$ (Poteau central)

Étages	N_U^* (KN)	α	Br (cm ²)	$f_{c28}/0.9*\gamma_b$	A (cm ²)	f_e/γ_s	N_U (KN)	$N_U^* \leq N_U$
5 ^{ème}	1035.611	0,772	784	18,518	48	347,826	1249,688	CV
4 ^{ème}	1035.612	0,772	784	18,518	48	347,826	1249,688	CV
3 ^{ème}	1035.613	0,772	784 </td <td>18,518</td> <td>48</td> <td>347,826</td> <td>1249,688</td> <td>CV</td>	18,518	48	347,826	1249,688	CV
2 ^{ème}	1035.614	0,772	784	18,518	48	347,826	1249,688	CV
1 ^{ère}	1035.615	0,772	784	18,518	48	347,826	1249,688	CV
RDC	1035.616	0,765	784	18,518	48	347,826	1238,357	CV

b) Descente des charges du poteau de rive :

Calcul de la section afférente :

$$S = 3,14 + 3,72 + 3,08 = 6,86$$

$$S = 6,86 \text{ m}^2$$

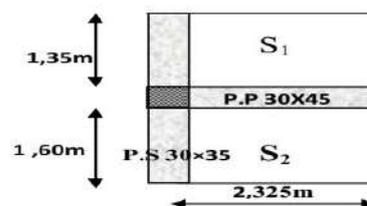


Fig.II.5. : Poteau de Rive.

• Evaluation des charges :

Étage	Éléments	G (KN)	Q (KN)
5	Plancher terrasse	$5.57 \times 6.86 = 38.21$	$Q_{Te} = 1.00 \times 6.86 = 6.86$
	Poutres	$P_p = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325) = 7.85$ $P_s = (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325 + 1.60)) = 7.68$ $P = 15.53$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	
	Totale	$38.21 + 15.53 + 5.87 = 59.61$	
4	Plancher	$4.84 \times 6.86 = 33.20$	$Q_4 = 2.5 \times 6.86 = 17.15$
	Poutres	$P_p = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325) = 7.85$ $P_s = (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325 + 1.60)) = 7.68$ $P = 15.53$	$Q_3 = 3.85 \times 6.86 = 26.41$
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	$Q_2 = 5.05 \times 6.86 = 34.64$
	Totale	$(33.20 + 15.53 + 5.87) \times 4 = 218.40$	$Q_1 = 6.01 \times 6.86 = 41.23$
RDC	Plancher	$4.84 \times 6.86 = 33.20$	$Q_{RD} = 7.00 \times 6.86$

	Poutres	$P_p=(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325)= 7.85$ $P_s= (0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.325+1.60))=7.68$ $P =15.53$	=48.02
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.78 \times 25 = 6.255$	
	Totale	$33.20+15.53+6.255= 54.98$	
TOTALE		$G_T=329.99$	$Q_T=174.31$
		$N^*_u =1.35G+1.5Q$	706.95

• **Vérification de la section du béton :**

Tableau II.8. : Vérifications du $N_U^* \leq N_U$ (Poteau de rive)

Etages	N_U^* (KN)	α	Br (cm ²)	$f_{c28}/0.9 \cdot \gamma_b$	A(cm ²)	f_e/γ_s	N_U (KN)	$N_U^* \leq N_U$
5 ^{ème}	706.95	0,772	784	18,518	4,8	347,826	1249,688	CV
4 ^{ème}	706.95	0,772	784	18,518	4,8	347,826	1249,688	CV
3 ^{ème}	706.95	0,772	784	18,518	4,8	347,826	1249,688	CV
2 ^{ème}	706.95	0,772	784	18,518	4,8	347,826	1249,688	CV
1 ^{ère}	706.95	0,772	784 </td <td>18,518</td> <td>4,8</td> <td>347,826</td> <td>1249,688</td> <td>CV</td>	18,518	4,8	347,826	1249,688	CV
RDC	706.95	0,765	784	18,518	4,8	347,826	1238,357	CV

a) **/Descente des charges du poteau d'angle :**

Calcul de la section afférente :

$S=3,72 \text{ m}^2$

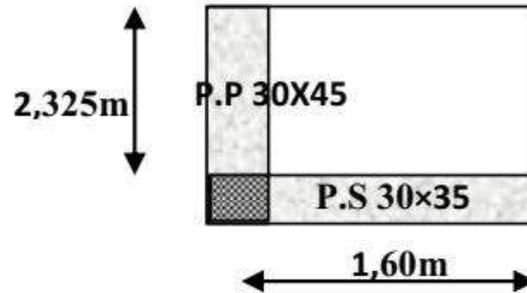


Fig.II.6. : Poteau d'angle

• **Evaluation des charges :**

Etage	Eléments	G (KN)	Q (KN)
5	Plancher terrasse	$5.57 \times 3.72 = 20.72$	$Q_{Te} = 1.00 \times 3.72 = 3.72$
	Poutres	$P_p=(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325)= 7.85$ $P_s= (0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1.60)=4.20$ $P =12.05$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	
	TOTALE	$20.72+12.05 +5.87= 38.64$	
4	Plancher	$4.84 \times 3.72 = 18.00$	$Q_4 = 2.5 \times 3.72$

3 2 1	Poutres	$P_p=(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325)= 7.85$ $P_s= (0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1.60)=4.20$ $P =12.05$	$=9.30$ $Q_3= 3.85 \times 3.72$ $=14.322$
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.61 \times 25 = 5.87$	$Q_2 = 5.05 \times 3.72$ $=18.79$
	TOTALE	$(18.00+12.05+5.87) \times 4 = 143.68$	$Q_1 = 6.01 \times 3.72$ $=22.375$
RDC	Plancher	$4.84 \times 3.72 = 18.00$	$Q_{RD} =7.00 \times 3.72$ $=26.04$
	Poutres	$P_p=(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.325)= 7.85$ $P_s= (0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1.60)=4.20$ $P =12.05$	
	Poteau	$0.30 \times 0.30 \times 2.78 \times 25 = 6.255$	
	TOTALE	$18.00+12.05+6.255= 36.30$	
TOTALE		$G_T=218.62$	$Q_T=94.547$
$N^*_u =1.35G+1.5Q$			436.958

• **Vérification de la section du béton :**

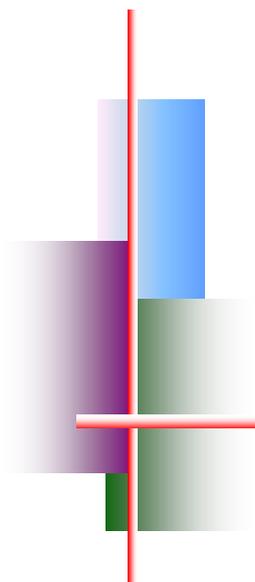
Tableau II.9. : Vérifications du $N_U^* \leq N_U$ (Poteau d'angle)

Etages	N_U^* (KN)	α	Br (cm ²)	$f_{c28}/$ $0.9 \cdot \gamma_b$	A(cm ²)	f_e/γ_s	N_U (KN)	$N_U^* \leq N_U$
5 ^{ème}	436.958	0,772	784	18,518	32	347,826	1249,688	CV
4 ^{ème}	436.958	0,772	784	18,518	32	347,826	1249,688	CV
3 ^{ème}	436.958	0,772	784	18,518	32	347,826	1249,688	CV
2 ^{ème}	436.958	0,772	784	18,518	32	347,826	1249,688	CV
1 ^{ère}	436.958	0,772	784	18,518	32	347,826	1249,688	CV
RDC	436.958	0,765	784	18,518	32	347,826	1238,357	CV

II.4. Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher en corps creux **ht = 20cm (16+4)**
- Epaisseur de la dalle pleine **e = 15cm**
- Sections du poteau **(30* 30) cm²**
- Sections des poutres :
- Poutre principale **(30* 45) cm²** ; Poutre secondaire **(30 *35) cm²**



Chapitre III



*Calcul des éléments
secondaires*

III.1 ACROTÈRE

III.1.1. Définition :

L'acrotère est un mur périphérique réalisé en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et d'assurer la sécurité des personnes.

III.1.2. Mode de calcul :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaille à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge " Q " horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal " N " appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre " G ".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m.

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (1m) de largeur et comme la force Q peut s'agir suivant les deux sens ; on va adopter un ferrailage symétrique.

On admet que l'enrobage des armatures soit ($c = 3\text{cm}$) à partir de l'axe d'armatures.

$b = 100\text{cm}$, $h = 10\text{cm}$, $d = 7\text{cm}$.

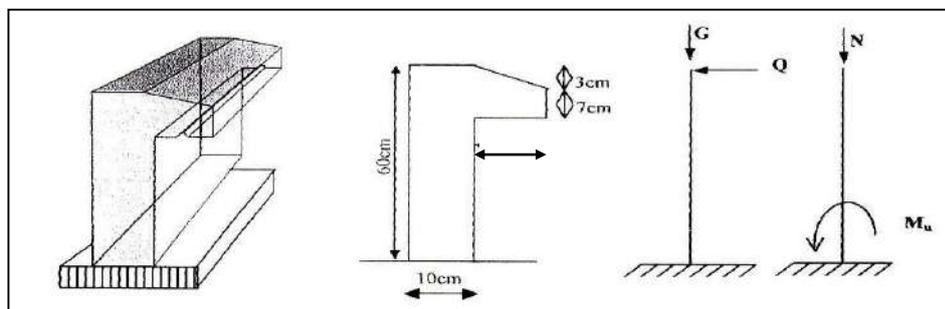


Figure. III.1. Forme de l'acrotère [6]

III.1.3. Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de l'acrotère :

$$g_0 = 2500(0,6 \cdot 0,1 + 0,07 \cdot 0,1 + 0,03 \cdot 0,1 \cdot 1/2) = 171,25 \text{ kg/ml}$$

Enduit en ciment $e = 1\text{cm}$ (sur la face extérieure et la face intérieure)

$$g_1 = 2000(0,6 + 0,5 + 0,07 + 0,1 + 0,104 + 0,1) \cdot 0,01 = 29,48\text{kg/ml}$$

$$G = g_0 + g_1 = 200,73 \text{ Kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/ml}$

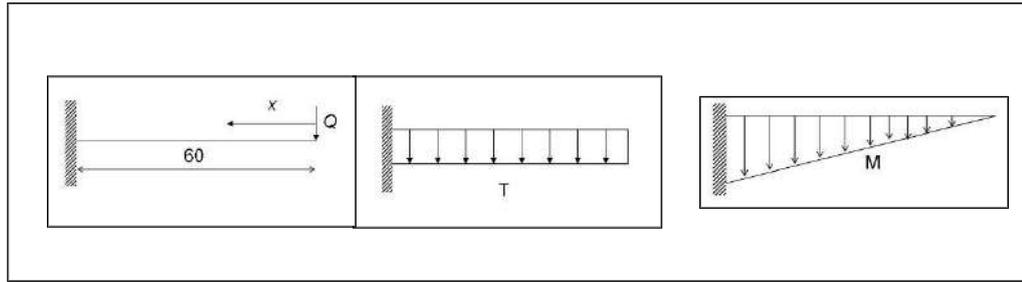


Figure. III.2. Diagrammes (moment fléchissant, effort tranchant) [6]

III.1.4. Sollicitations

	L'E.L.U		L'E.L.S	
Effort normal de compression	$N_u = G =$	200,73 kg/ml	$N_s = G =$	200,73 kg/ml
Moment fléchissant	$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot H =$	$1,5 \cdot 100 \cdot 0,60 = 90$ kg.m	$M_s = Q \cdot H =$	$100 \cdot 0,60 = 60$ kg.m
Effort tranchant	$T_u = 1,5 \cdot Q =$	150 kg/ml	$T_s = Q =$	100 kg/ml

III.1.5. Ferrailage (E.L.U)

$b = 100\text{cm}$, aciers FeE400 , $C = 3\text{ cm}$, $d = 7\text{cm}$

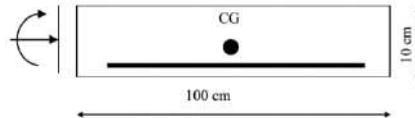


Figure.III.3. Schéma de la section étudié [6]

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

• Calcul de l'excentricité:

e_0 : l'excentricité du centre de pression $e_0 = M_u/N_u$

Donc: $e_0 = M_u/N_u = 90/200,73 = 0,448\text{ m} = 44,83\text{ cm}$

D'où : $e_0 = 44,83\text{cm} > h/2 = 5\text{cm}$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_A : moment de flexion par rapport au (C.D.G) des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\left(\frac{h}{2} \right) - c \right) = 90 + 200,73 \left(\left(\frac{0,1}{2} \right) - 0,03 \right) = 94,014\text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{90 \cdot 10}{14,17 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,013$$

$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ Armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2.\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2.0,013}}{2} = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{94,014.10}{348.0,993.7} = 0,388 \text{ cm}^2$$

1) Vérifications à l'E.L.U

• Condition de non fragilité et pourcentage minimal

$$A_{\min} \geq b.h^2 . f_{ij} . \frac{e_G + d - \frac{h}{2} - z}{(e_G - h) . z . f_e}$$

Et par mesure de simplification, on peut admettre que : $d = 0,9h$

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,9h = 0,81h \quad ; \quad f_{ij} = f_{t28} \quad \text{d'où} ; \quad A_{\min} \geq 0,23 . \frac{f_{t28}}{f_e} . b_0 . d . \frac{e_G - 0,455.d}{e_G - 0,185.d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{200,73} = 0,298 \text{ m}$$

$$\text{Alors, } A_{\min} \geq 0,23 . \frac{2,1}{400} . 100 . 7 . \frac{29,80 - 0,455.7}{29,80 - 0,185.7} = 0,789 \text{ m}^2$$

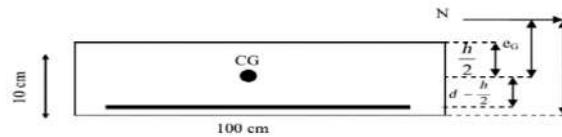


Figure.III.4. Evaluation de centre de pression. [6].

• Valeur minimale d'armature [BAEL 91 Art-B 5.3.1] [1]

$$A_{\min} \geq 0,0025 . b . h = 0,0025 . 100 . 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

2) Espacement des armatures longitudinales [BAEL 91 Art-A8.1.2.2] [1]

$$S_t \leq \min (a+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

a : la longueur du petit côté du rectangle

$$\text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

3) Contrainte de cisaillement

La fissuration est préjudiciable donc d'après [BAEL 91 (Art A.5.1.2.1)][1]

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} , 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15}{1,5} \times 25 , 4 \text{ MPa} \right) \\ &= \min (2,5 , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1500}{1000.70} = 0,024 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$$

Donc d'après [BAEL 91 (Art A.5.1.1)][1] les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \text{ HA } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures $S_t = 25 \text{ cm}$

5) Vérification à l'E.L.S [BAEL 91] [1] :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{200,73} = 0,298 \text{ m} = 29,8 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$; Donc la section est partiellement comprimée

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C$$

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

Ecrivant les efforts appliqués à la section:

$$Y_c^3 + P.Y_c + q = 0$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 29,8 - \frac{10}{2} = 24,80 \text{ cm}$$

Compte tenu des conventions de signes $c = -24,90 \text{ cm}$

Avec:

$$P = -3c^2 + (d-c).90.A_s/b = -3(-24,8)^2 + (7-(-24,903)).90.(2,51)/100 = -1773,283$$

$$q = -2c^3 - (d-c)^2.90.A_s/100 = -2(-24,8)^3 - (7-(-24,8))^2.90.(2,51)/100 = 28521,592$$

$$\Rightarrow Y_c^3 - 1777,283 Y_c + 28521,592 = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (28521,592)^2 + (4.(-1773,283)^3/27) = -12614522,99$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \cos \varphi = (3q/2p).\sqrt{-3/p} = -0,992$$

$$\Rightarrow \varphi = \arccos(-0,992) \approx 172,901^\circ$$

$$\alpha = 2.\sqrt{-P/3} = 48,624$$

Nous avons trois solutions:

$$Y_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,029 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -48,582 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 22,526 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = Y_{c1} + C$$

Donc : $Y_c = 27,044 \text{ cm}$

Alors : $Y_{ser} = Y_{c1} + C$

$$Y_{ser} = 26,029 - 24,8 = 1,229$$

$$Y_{ser} = Y_{c3} + C$$

$$Y_{ser} = 22,526 - 24,8 = -2,274$$

Il faut que $Y_{ser} > 0 \Rightarrow Y_{ser} = 2,414$

• **Vérification des contraintes:**

Cette phase consiste à vérifier les contraintes de compression de béton et de traction des armatures.

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b \cdot Y_{ser}^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - Y_{ser})^2$$

$$I = 100 \cdot (2.141)^3 / 3 + 15 \cdot 2,51 \cdot (7 - 2.141)^2 = 1315,789$$

6) Le coefficient angulaire contraint:

$$K = \frac{N_{ser} \cdot YC}{I} = \frac{200,73 \cdot 10^{-2} \cdot 26,029}{1315,789} = 0,039 \text{ KN} / \text{Cm}^3$$

$$\sigma_{BC} = k \cdot Y_{ser} = 0,039 \cdot 1,229 = 0,0488 \text{ KN} / \text{Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,488 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - Y_{ser}) = 15 \cdot 0,039 \cdot (7 - 1,229) = 3,376$$

$$\sigma_s = 33,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \approx 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

❖ Représentation de ferrailage :

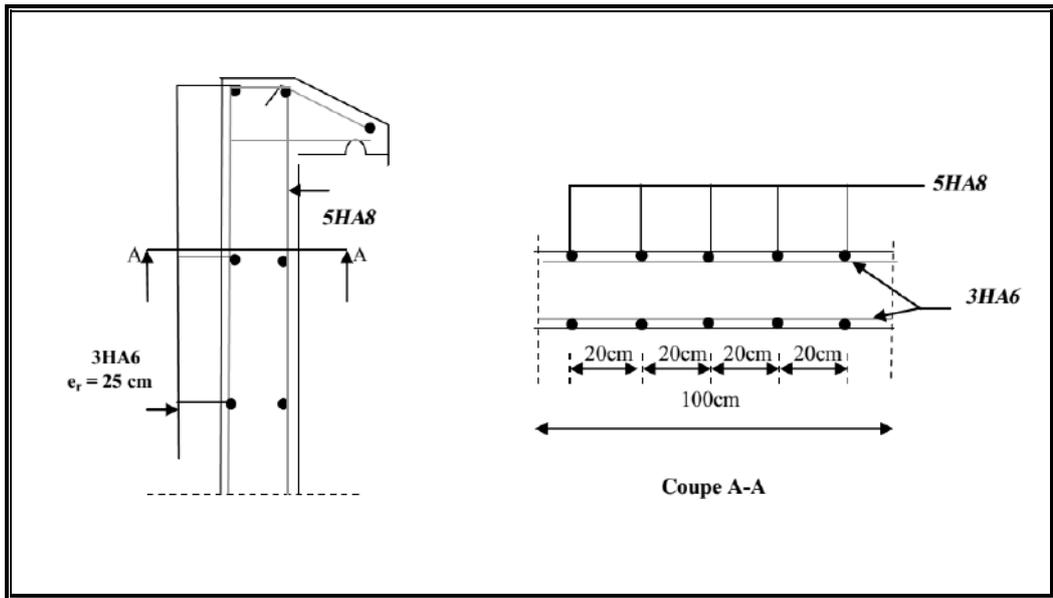


Figure. III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Plancher à corps creux

III.2.1.Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes:

- Supporte les charges et les surcharges des bâtiments.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Dans cette étude, le plancher est composé par un corps creux, une dalle de compression et des nervures (poutrelles).

III.2.2.. Caractéristiques des poutrelles :

- L'épaisseur du corps creux: $e = 16\text{cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2 \cdot (27,5) = 65\text{cm}$
- Le corps creux utilisé pour le plancher est de : $L_0 = 55\text{cm}$.

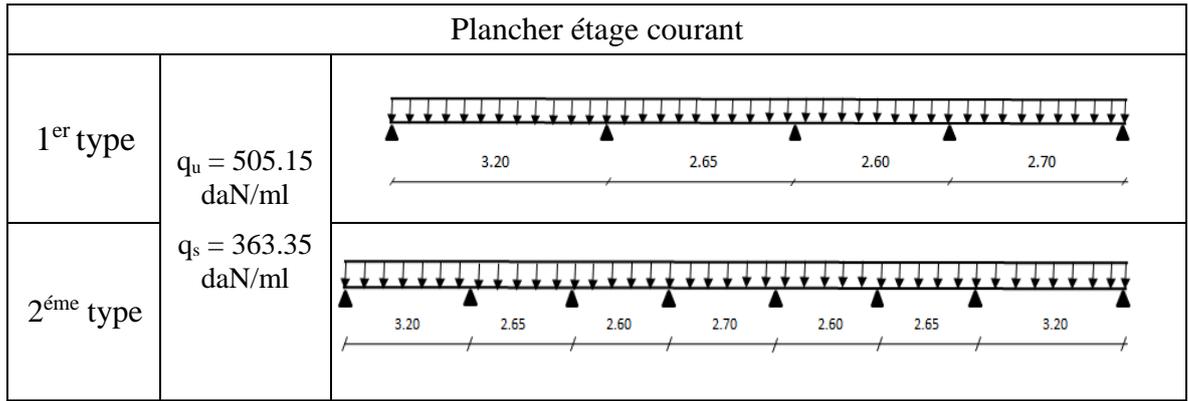
III.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Charge et surcharge de différent plancher :

Type de plancher	Combinaison à l'E.L.U $1,35G + 1,5Q$		Combinaison à l'E.L.S $G + Q$
Plancher terrasse	$G = 362,05 \text{ daN/ml}$	586.268 daN/ml	$427,05 \text{ daN/ml}$
	$Q = 65 \text{ daN/ml}$		
Plancher étage courant	$G = 265.85 \text{ daN/ml}$	$505,15 \text{ daN/ml}$	363.35 daN/ml
	$Q = 97,5 \text{ daN/ml}$		

III.2.4. Type des poutrelles :

Types	Schéma statique	
	Plancher terrasse	
1 ^{er} type	$q_u = 586.268 \text{ daN/ml}$ $q_s = 427.050 \text{ daN/ml}$	
2 ^{ème} type		



III.2.5. Domaine de validité de la méthode forfaitaire [BAEL 91 Art-B.6.2.2] [1]

- La charge d'exploitation $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- Le rapport entre les travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

Type II:

- $Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max. (G_t = 7.42 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 7.42 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$
- Inertie constante dans les différentes travées en continuité (CV)
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.20}{2.65} = 1,20 \Rightarrow 1,20 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

- La fissuration est non préjudiciable (CV)

- Exposé de la méthode [BAEL 91 (annexe E 1.12)] [1]

On désigne chaque travée par:

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

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- **Au niveau des appuis**

$$M_a \geq 0,5.M_0 \dots\dots\dots \text{Appui voisin des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0,4M_0 \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

M_t : moment en travée

M_w : moment max sur l'appui gauche

M_e : moment max sur l'appui droit

M_a : moment sur appui

M_0 : moment isostatique $\frac{PL^2}{8}$ (daN.m)

• Effort tranchant

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

T_w : effort tranchant à gauche de travée

T_e : effort tranchant à droite de travée

• Détermination des sollicitations

TYPE I

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{65}{362,05+65} = 0,152$$

Travée 1-2	Travée 2-3
<p>1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t + \frac{(0+0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3 \cdot 0,152)M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,80M_0 \\ 0,796M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,80M_0$</p> <p>2) $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$</p> <p>$\Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$ $M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0$</p> <p>On prend le max des moments : $M_t = 0,80M_0$</p>	<p>1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$</p> <p>2) $M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,6M_0 \\ 0,596M_0 \end{cases} \Rightarrow$</p> <p>$M_t \geq 0,6M_0$</p> <p>$\Rightarrow M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0$</p> <p>$M_t \geq 0,523M_0$</p> <p>On prend $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ d :</p> <p>$M_t = 0,6M_0$</p>
Travée 3-4	Travée 4-5
<p>1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t + \frac{(0,2+0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3 \cdot 0,152)M_0 \end{cases}$</p> <p>$\Rightarrow M_t \geq 0,60M_0$ $M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,6M_0 \\ 0,597M_0 \end{cases}$</p> <p>2) $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$</p> <p>$\Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$ $M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0$</p> <p>On prend le max des moments : $M_t = 0,60M_0$</p>	<p>1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t + \frac{(0+0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3 \cdot 0,152)M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,80M_0 \\ 0,796M_0 \end{cases}$</p> <p>$M_t \geq 0,523M_0$ $M_t \geq 0,80M_0$</p> <p>2) $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$</p> <p>$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,152}{2} \cdot M_0 ; M_t \geq 0,523M_0$</p>

Tableau III.2. Le moment fléchissant et effort tranchant à ELU

Travée :	1		2		3		4	
L(m):	3,2		2,65		2,60		2,70	
m0	750,422		514,633		495,396		534,236	
T0	938,029		776,805		762,148		791,462	
moment sur Travée de rive (daN.m)	600,34						427,388	
moment sur rive intermédiaire (daN.m)			308,780		297,237			
Appuis	1	2		3		4		5
Coefficient	0	0,5		0,4		0,5		0
moment sur appuis (daN.m)	0	375,21		205,853		213,694		0
travée	01		2		3		4	
effort tranchant sur travée (daN)	820,775	-1055,282	840,713	-712897	759,132	-765194	870,607	-712,32

- **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Pour calculer les sollicitations à l'état limite de service, il suffit de multiplier les résultats obtenus par le rapport : $(q_s / q_u) = (427,050/586,268) = 0,728$

Tableau III.3. Le moment fléchissant et effort tranchant à ELS

L(m):	3,2		2,65		2,60		2,70	
moment sur travée de rive (daN.m)	437,047						311,138	
moment sur travée intermédiaire (daN.m)			224,791		216,388			
Appuis	1	2		3		4		5
Coefficient	0	0,5		0,4		0,5		0
moment sur appuis (daN.m)	0	273,153		149,861		155,569		0
Travée	01		2		3		4	
effort tranchant sur travée (daN)	597,524	-768,245	612,039	-518,989	552,648	-557,061	633,801	-518,566

Type II :

Tableau III.4. Le moment fléchissant et effort tranchant à ELU

Travée:	1		2		3		4		5		6		7	
L(m):	3.2		2.65		2.6		2.7		2.6		2.65		3.2	
M₀ daN.m	757.458		514.633		495.396		197.865		495.396		514.633		757.458	
T₀	938.028		776.805		762.148		791.462		762.148		776.805		938.028	
Coefficient	0.8 M ₀		0.6 M ₀		0.65 M ₀		0.65 M ₀		0.65 M ₀		0.6 M ₀		0.8 M ₀	
moment sur travée de rive (daN.m)	605.966												605.966	
moment sur travée intermédiaire (daN.m)			309.78		322.989		129.612		323.007		309.78			
Appuis	1	2		3		4		5		6		7		8
Coefficient	0	0.5		0.4		0.4		0.4		0.4		0.5		0
moment sur appuis (daN.m)	0	257.316		198.158		79.146		198.158		205.853		257.316		0
Travée:	1		2		3		4		5		6		7	
effort tranchant sur travée T_a	857.62	-1018.44	798.832	-754.48	807.921	-716.347	747.39	-835.54	759.188	-765.107	757.481	-796.22	1018.44	-857.62

Tableau III.5. Le moment fléchissant et effort tranchant à ELS

Travée :	1		2		3		4		5		6		7	
Moment sur travée de rive (daN.m)	441.143												605.966	
Moment sur rive intermédiaire (daN.m)			225.52		235.136		94.357		235.15		225.52			
Appuis	1	2		3		4		5		6		7		8
Coefficient	0	0.5		0.4		0.4		0.4		0.4		0.5		0
Moment sur appuis (daN.m)	0	187.32		144.26		57.618		144.259		149.861		187.326		0
Travée:	1		2		3		4		5		6		7	
Effort tranchant sur travée Ta	624.344	-741.424	581.549	-549.26	588.166	-521.5	544.096	-608.273	552.688	-556.997	551.445	-579.648	741.423	-624.344

III.2.6. Ferrailage

- **En travée**

La poutrelle est calculée comme une section en "T" soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max: $M_{\max} = 600,34$ da N.m

- Enrobage : $C = 2$ cm.

- **Moments fléchissant M_t équilibré par la table**

$$M_{\text{table}} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) = 14,17 \cdot 10^5 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot (0,18 - 0,04/2) = 5894,72$$

$$M_{\text{table}} = 5894,72 \text{ da N.m}$$

Donc:

$M_{\text{table}} > M_{\max}$, alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur $b = 65$ cm et la hauteur utile $d = 18$ cm soumise à flexion simple.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{600,34 \cdot 10^{-5}}{14,17 \cdot 0,65 \cdot (0,18)^2} = 0,0195 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{600,34 \cdot 10^4}{0,989 \cdot 0,18 \cdot 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité: [BEAL91. Art. A.4.2, 1] [1]**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 > A_s \dots \dots (\text{C.N.V})$$

$$A_{\text{adoptée}} = \text{Max} (A_{\text{calculée}}, A_{\min}) = \text{Max} (0,94 ; 1,412) = 1,412 \text{ cm}^2$$

Alors on prend: $A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Sur appui**

$M_a = - 375,21$ da N.m

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 10$ cm et une hauteur utile $d = 18$ cm.

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{375,21 \cdot 10^{-5}}{14,17 \cdot 0,1 \cdot (0,18)^2} = 0,90 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,945$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{375,21 \cdot 10^4}{0,945 \cdot 0,18 \cdot 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité: [BEAL91. Art. A.4.2.1] [1]**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,22 < A_s = 0,75 \dots \dots (C.V)$$

Alors on prend: A=1HA12=1,131 cm²

- **Vérifications :**

Afin de généraliser les vérifications aux différents types de poutrelles, on va prendre comme sollicitations les valeurs maximales:

L'E.L.U		L'E.L.S	
-M _{t max} =	605,34.m	-M _{t max} =	441,143 daN.m
-M _{a max} =	375,21 daN.m	-M _{a max} =	187,153 daN.m
- T _{max} =	1018,43daN.m	- T _{max} =	741,424 daN
- M _{0 max} =	750,422 daN.m	- M _{0 max} =	546,307 daN.m

- **Vérification des contraintes**

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (Acier).

Lorsque les contraintes de compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul à L'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **En travée**

1) Position de l'axe neutre

$$D = (15.A)/b = (15 \cdot 1,57)/65 = 0,362 \text{cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2 \cdot 0,362 \cdot 18 = 13,032 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,362 + \sqrt{(0,362)^2 + 13,032} = 3,266 \text{cm}$$

2) Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y_1^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot 3,266^3 + 15 \cdot 1,57 \cdot (18 - 3,266)^2 \Rightarrow I = 5867,303 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{441,143 \cdot 10^4}{5867,303} = 0,724 \text{Mpa/cm}$$

3) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,724 \cdot 3,266 = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots (CV)$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

• **Sur appuis**

1) **Position de l'axe neutre:**

$$D = (15.A)/b = (15.1,131)/10 = 1,696 \text{ cm.}$$

$$E = 2.D.d = 2.1,696.18 = 61,074 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{(1,696)^2 + 61,074} = 6.300 \text{ cm}$$

2) **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot (6,3)^3 + 15.1,131 \cdot (18 - 6,3)^2 \Rightarrow I = 3151,828 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{441,143.10^4}{3151,828} = 1,347 \text{ Mpa / cm}$$

3) **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b = k.y = 1,347.6,300 = 8,4861 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Donc: les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables

• **Contraintes tangentielles**

$$T_{\max} = 768,245 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{741,424.10^{-5}}{0,10.0,18} = 0,426 \text{ Mpa}$$

- Fissuration peu préjudiciable : $\tau_{ul} = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,20 \cdot \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,612 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

• **Armatures transversales: [BEAL. A.5.1 ,23] [1]**

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 5,71 \text{ mm} \\ \phi_{\min} = 10 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{12} = 8,33 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend, } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ul} - 0,3.k.f_{t28}}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : Inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,612 - 0,3 \cdot 1,2,1}{0,9 \cdot (1 + 0)} \cdot 10 \cdot \frac{1,15}{235} = 0,00009 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- **Pourcentage minimal : [BEAL. A.5.1, 22][1]**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot 10}{235} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max (0,00009 ; 0,017) = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- **Espacement des étriers: [BAEL Art. A.5.1, 22][1]**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) = \text{Min} (0,9 \times 18; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t \geq 0,017 \cdot 15 = 0,255 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

III.2.7. Vérification de la déformation : [BAEL Art-B.6.8.4, 24] [1]

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies:

- 1) $h/l \geq 1/22,5$
- 2) $h/l \geq 1 \cdot M_{\text{Max}} / 15M_0$
- 3) $A_s / b_0 \cdot d \leq 3,6 / F_e$

$$1) \frac{20}{360} = 0,055 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$2) \frac{20}{360} = 0,055 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{437,047}{546,307} = 0,053 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$3) 1,57 / 10,18 = 0,0087 \leq 3,6 / 400 = 0,009 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

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

III.2.8. Récapitulation du ferrailage :

Tableau III.6. Récapitulation du ferrailage du plancher

Résumé du ferrailage				Travée	appui
Niveau	type	Mt (daN.m)	Ma (daN.m)	At (cm ²)	Aa (cm ²)
Terrasse	I	605,34	0	2HA10	1HA12
	II	308,780	257.316	2HA10	1HA12
	III	321.989	198.158	2HA10	1HA12
	VI	128.612	205.853	2HA10	1HA12
Etage courante	I	502,782	154,702	2HA10	1HA12
	II	287,393	386,775	2HA10	1HA12
	III	345,17	274,754	2HA10	1HA12
	VI	382,97	106,278	2HA10	1HA12

✚ Récapitulation du ferrailage du plancher

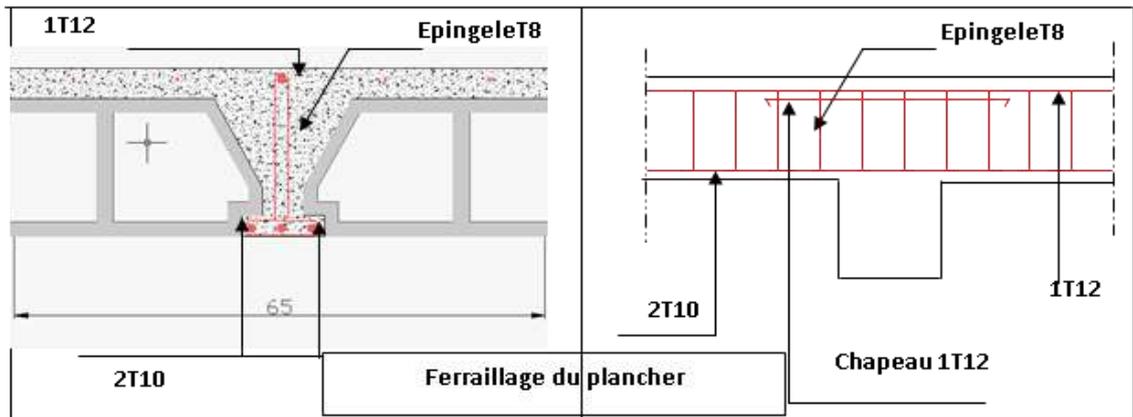


Figure.III.6. Schéma de ferrailage du plancher

III.3 ESCALIER

III.3.1. Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux.

III.3.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- * La montée ou la hauteur d'escalier (H) ;
- * La hauteur d'une marche (h) ;
- * Le giron : la largeur de marche (g) ;
- * L'emmarchement : la largeur de la volée (b) ;
- * La contre marche : la partie verticale d'une marche ;
- * La paillasse : plafond qui monte sous marches ;
- * Le palier : la partie horizontale ;
- * La volée : suite ininterrompues des marches.

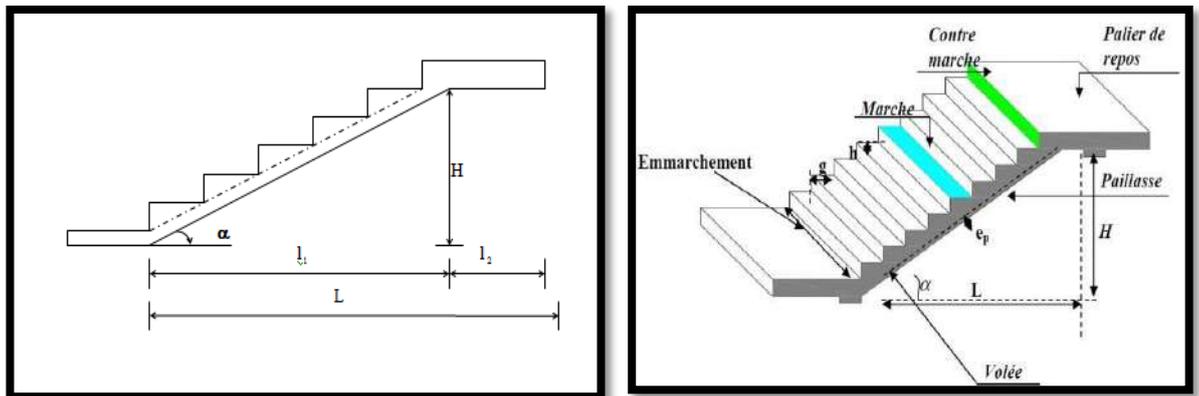
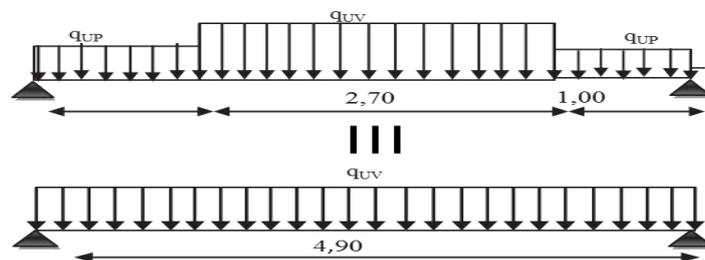


Figure. III.7. Coupe d'une volée d'escalier [5]

Schéma statique :



III.3.3. Dimensions :

- hauteur de rez- de- chausse : 3,23m
- hauteur de marche : $14 \leq h \leq 18$ on prend : h= 17 cm
- nombre des marches: (2 volées)
Volée 1: n = 10marches Volée 2= 9 marches
- Largeur de marche : $24 \leq g \leq 32cm$ on prend : g= 30 cm

• **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2.17 \leq 66 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Largeur du palier :** $l = 1,20 \text{ m}$

• **Emmarchement E :** $\frac{2,70 - (0,30)}{2} = 1,20 \text{ m}$

• **Epaisseur (paillasse et palier) :**

$$L = 4,90 \text{ m}$$

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{490}{40} \leq e \leq \frac{490}{30} \Rightarrow 12,25 \leq e \leq 16,66 \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2} = 0,674 \Rightarrow \alpha = 33,98^\circ$$

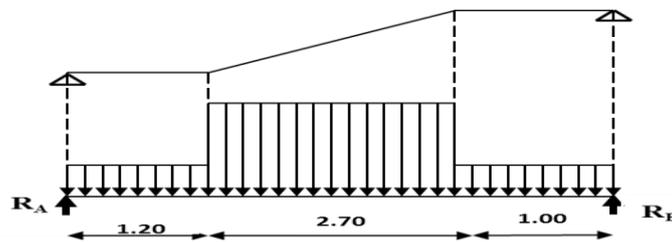


Figure III.8. Schéma statique de l'escalier

III.3.4. Evaluation des charges :

➤ **Paillasse**

Poids propre..... $2500 \frac{0,15}{\cos 33,98} \cdot 1,20 = 373,154 \text{ kg/m}$

- poids de marches..... $2200 \frac{0,17}{2} \cdot 1,20 = 224,4 \text{ kg/m}$

- poids de revêtement (horizontal):..... $2000 \cdot (0,03 + 0,02) \cdot 1,20 = 120 \text{ kg/m}$

- poids de revêtement (vertical): $2000 \cdot 0,17 \cdot \left(\frac{0,03 + 0,02}{0,3} \right) \cdot 1,20 = 68 \text{ kg/m}$

- poids de revêtement sous face de paillasse: ... $1500 \cdot 0,17 \frac{0,01}{\cos 33,98} \cdot 1,20 = 3,69 \text{ kg/m}$

$$G_{\text{paillasse}} = 373,154 + 224,4 + 120 + 68 + 3,69 \Rightarrow G_{\text{paillasse}} = 789,244 \text{ kg/m}$$

➤ **Palier 1**

- poids propre : $2500 \cdot 0,15 \cdot 1,20 = 450 \text{ kg/m}$

- poids de revêtement (horizontal): $2000 \cdot (0,03 + 0,02) \cdot 1,20 = 120 \text{ kg/m}$

- Enduit $1500 \cdot 0,01 \cdot 1,20 = 18 \text{ kg/m}$

$$G_{\text{palier}} = 450 + 120 + 18 = 588 \text{ kg/m} \Rightarrow G_{\text{palier}} = 588 \text{ kg/m}$$

➤ **Palier 2**

- - poids propre : 2500.0, 15.1,0= 375kg/m
- poids de revêtement (horizontal):2000.(0.03+0.02).1.0 = 100 kg/m
- Enduit1500.0,01.1= 15 kg/m

$$G_{\text{palier}} = 375 + 100 + 15 = 490 \text{ kg/m} \Rightarrow G_{\text{palier}} = 490 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{mur}} = 0.2 \times 1,53 \times 14,50 = 4,437 \text{ KN}$$

$$P_{\text{mur,u}} = 1.35 P = 1.35 \times 4,437 = 5,989 \text{ KN/m}$$

➤ **Surcharge**

$$250.1,20 = 300 \text{ kg/m} \Rightarrow Q = 300 \text{ kg/m}$$

III.3.5. Evaluation des sollicitations :

Calcul des charges équivalentes :

Charge sur paillasse :

$$\text{E.L.U. : } P_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q \Rightarrow P_{u1} = 1515,479 \text{ daN/ml}$$

$$\text{E.L.S. : } P_{s1} = G_1 + Q \Rightarrow P_{s1} = 1280,195 \text{ daN/ml}$$

Charge sur palier 1 :

$$\text{E.L.U. : } P_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q \Rightarrow P_{u2} = 1243,80 \text{ daN/ml}$$

$$\text{E.L.S. : } P_{s2} = G_2 + Q \Rightarrow P_{s2} = 888 \text{ daN/ml}$$

$$\text{E.L.U. : } P_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q \Rightarrow P_{u2} = 1136,592 \text{ daN/ml}$$

Charge sur palier 2 :

$$\text{E.L.U. : } P_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q \Rightarrow P_{u2} = 1111,50 \text{ daN/ml}$$

$$\text{E.L.S. : } P_{s2} = G_2 + Q \Rightarrow P_{s2} = 790 \text{ daN/ml}$$

E.L.U. :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{1515,479 \times 2,7 + 1243,80 \times 1,2 + 1111,10 \times 1}{4,90} = 1366,50 \text{ daN/ml}$$

E.L.S. :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{1280,195 \times 2,7 + 888 \times 1,2 + 790 \times 1}{4,90} = 1084,107 \text{ daN/ml}$$

III.3.6. Calcul des efforts internes à l'ELU:

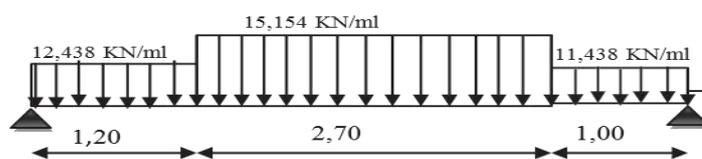


Figure. III.9. : Schéma statique d'escalier à l'ELU

➤ Calcul des efforts internes :

➤ Réactions d'appuis:

D'après les formules de "RDM" :

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,438 \times 1,20 + 15,154 \times 2,70 + 11,115 \times 1,00 = 66,956 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1,20 + 2,70 + 1,00) - 11,115 \times 1,00 (1/2 + 2,70 + 1,20) - 15,154 \times 2,70 (2,70/2 + 1,20) - 12,438 \times 1,20 (1,20/2) = 66,956 \text{ KN.}$$

$$R_B = 162,991 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 33,12 \text{ KN}$$

$$R_A = 33,83 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Expression	X (m)	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Schéma statique à l'ELU
<p>1^{ère} Tronçon: $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$ $M(x) = 33.83x - q x (x/2)$ $T_Y = +33.83 - qx$</p>	<p>X=0 X=1.20</p>	<p>$M_Z = 0$ $M_Z = 31.64$</p>	<p>$T_y = 33.83$ $T_y = 18.904$</p>	
<p>2^{ème} Tronçon: $1.20 \leq x \leq 3.90 \text{ m}$ $M(x) = -7.577x^2 + 37.089x - 1.955$ $T_Y = -15.154x + 37.089$</p>	<p>X=1.20 X=3.90</p>	<p>$M_Z = 31.615$ $M_Z = 27.646$</p>	<p>$T_y = 18.904$ $T_y = -22.012$</p>	
<p>3^{ème} Tronçon : $0 \leq x \leq 1.00 \text{ m}$ $M(x) = +33.12 x - q x (x/2)$ $T_Y = -33.12 + qx$</p>	<p>X=1.00 X=0</p>	<p>$M_Z = + 27.562$ $M_Z = 0$</p>	<p>$T_y = -22.012$ $T_y = -33.12$</p>	
X=2.447		Mzmax =+ 43.173	Ty =0	

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = - 0,3 M_{zmax} = - 12.95 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_{zmax} = 36.697 \text{ KN.m}$
- les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

✚ Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	1.25	m
	Epaisseur de la section	h	0.15	m
	Epaisseur utile des aciers tendus	d	0.135	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contraintes de déformation du béton à la compression	f_{bc}	14.17	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement	Moment ultime	M_u	36,697	KNm
	Moment réduit limite	μ_l	0.392	

- **Calcul des moments réduits:**

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \theta = 1 ; (1) \Leftrightarrow \begin{cases} \text{Article A.4.3.41} \\ \text{Article A.4.2.1B} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36,697 \times 10^3}{14,17 \times 125 \times 13,5^2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,109 \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,145$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,717 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_s \times z} = \frac{36,697 \times 10^3}{348 \times 12,717} = 8,292 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix d'armatures } 6 \text{ T } 14 \Rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

- **En appui:**

$$M_a = -12,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,95 \times 10^3}{14,17 \times 125 \times (13,5)^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,040; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,224 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{\sigma_s \times z} = \frac{12,95 \times 10^3}{348 \times 13,224} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures 6T8 $\Rightarrow A_s = 3,02 \text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$A_{\text{rép travée}} = A_{st} / 4 = 9,24 / 4 = 2,31 \text{ cm}^2$; on adopte 5T8 = 2,51 cm²

$A_{\text{rép appuis}} = A_{st} / 4 = 3,02 / 4 = 0,755 \text{ cm}^2$; on adopte 2T8 = 1. 01 cm²

- **Condition de non-fragilité : [B.A.E.L91 (Article B.6.4)][1]**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 125 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ tra}} = 2,03 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_{\min \text{ app}} = 2,03 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$v_u \Rightarrow \frac{\partial M(x)}{\partial x}$$

$$V_{\max} = 33,12 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left(0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \text{MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7. Calcul des efforts internes ELS :

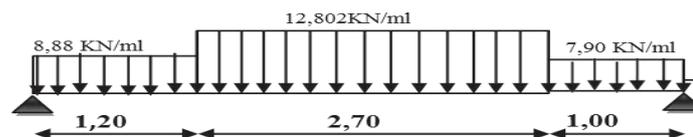


Figure. III.10. : Schéma statique d'escalier à l'ELS

$$R_B = 26,347 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,747 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{Sa} = - 0,3 M_z^{max} = - 10.756 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{St} = 0,85 M_z^{max} = 30.477 \text{ KN.m}$

• **Vérification à l'Etat Limite de Service (E.L.S) :**

Selon les règles [B.A.E.L] [1], pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont de la classe Fe E400, il faut vérifier la formule :

$$\alpha = \frac{Y}{d} \leq \frac{Y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Pour que la contrainte maximale du béton soit vérifiée.

$M_{ult} = 36,697 \text{ KN.m}$

$M_{ser} = 30,477 \text{ KN.m}$

$0,089 < 0,352 \Rightarrow C V \Rightarrow Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36,697}{30,477} = 1,204$

• **Vérification de la flèche : [BAEL91.Art.6.5.3] [1]**

Condition de non-vérification de la flèche :

Console :

$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{36,697}{10 \times 35,856} \Rightarrow 0,125 \geq 0,102 \dots \dots \dots Ok$

$\frac{As}{b.d^2} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{125.(13,5)^2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0001 < 0.0105 \dots Ok$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots Ok$

• **En Travée :**

$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{390} \geq \frac{36,697}{10 \times 35,856} \Rightarrow 0.038 < 0.102 \dots \dots \dots Pas.Ok$

$\frac{As}{b.d^2} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{125 \times (13,5)^2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0001 < 0.0105 \dots Ok$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,04 < 0,0625 \dots \dots \dots PasOk$

Donc il faut calculer la flèche :

• **Evaluation de la flèche:**

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As(d - \frac{h}{2})^2 = 37597,05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 2,67 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \rho : \text{pourcentage des armatures}$$

On calcul :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho \right]} = 7,86 \text{ Mpa} \quad \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_{vi} = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho \right]} = 3,14 \text{ Mpa} \quad \text{Pour la déformation différée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \times \sigma_s + f_{t28})} = 0,36$$

On peut admettre qu'If est défini par :(If : moment fictive)

$$I_{fi} = 1,1 \left(\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \right) = 10799,23 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1,1 \left(\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \right) = 19412,67 \text{ cm}^4$$

III.3.8. Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{Mser.l^2}{10E_i.I_{fi}} = 0,133 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{Mser.l^2}{10E_v.I_{fv}} = 0,220 \text{ mm}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Donc la flèche totale est : $\Delta f = f_v - f_i = 0,087 \text{ mm}$

D'après les règles [BAEL 91 (ART-b-6-5-3)][1] la valeur limite de la flèche

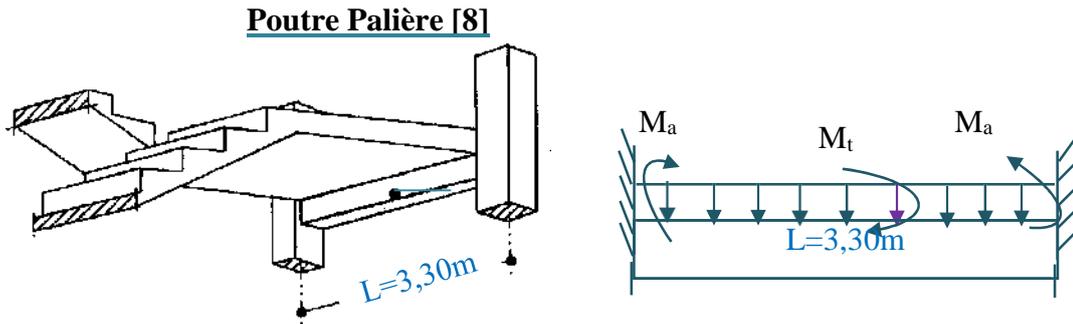
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 7,80 \text{ mm}$$

donc: $\bar{f} = 7,80 \text{ mm} > 0,087 \text{ mm} \dots \text{OK}$

III.3.9. Calcul de la poutre palière

➤ **Pré-dimensionnement :**

La poutre palière a une section (h x b)



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

L: portée entre nus de la poutre palière. L=3,30 m

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33cm$$

On prend: h=30 cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 15cm$$

On prend: b=20 cm.

➤ **Vérification:** [RPA 99/V2003 Art.7.5.1][2]

$$b = 20cm \geq 20cm \dots\dots\dots (C.V)$$

$$h = 30cm \geq 30cm \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc la poutre palière est de section (20x30) cm²

➤ **Evaluation des charges**

La poutre palière supporte:

- son poids propre:PP = 0,2.0,3 x 2500 = 150 daN/ml

$$G_{totale} = PP = 150 daN/ml$$

- la réaction de l'escalier au niveau des appuis

$$- \text{ELU} : R_b = \frac{1366,50 \times 3,90}{2.1,20} = 2220,562 daN / ml$$

$$- \text{ELS} : R_b = \frac{1084,107 \times 3,90}{2.1,20} = 1761,673 daN / ml$$

➤ **Combinaisons des charges**

- ELU: 1,35 G + 1,50 Q

- ELS: G + Q

$$q_u = 1,35.150 + 2220,562 = 2423,062 daN/ml ;$$

$$q_s = 150 + 1761,673 = 1911,673 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Effet de flexion**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2423,062 \times 3,3^2}{8} = 3298,393 \text{ daN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2194,97 \times 3,3}{2} = 3998,052 \text{ daN}$$

a) **Diagramme des efforts internes :**

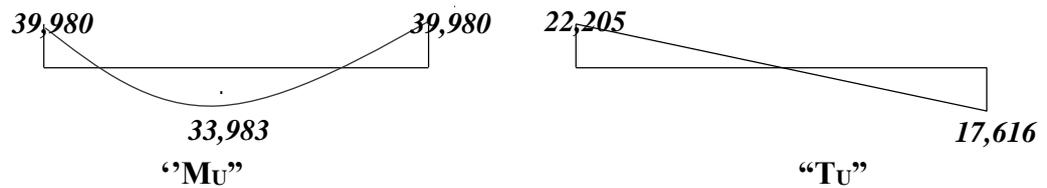


Fig.III.11. : Diagramme des efforts internes

• **En travée**

$$M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \cdot 2469,341 = 2308,875 \text{ daN.m}$$

• **Sur appui**

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot 2469,341 = 989,517 \text{ daN.m.}$$

➤ **Ferraillage**

• **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2308,875 \times 10}{14,17 \times 20 \times 28^2} = 0,103$$

$$\mu = 0,103 \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,946$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2308,875 \times 10}{348,0946 \cdot 28} = 2,504 \text{ cm}^2$$

• **Sur appui**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{989,517 \times 10}{14,17 \times 20 \times 28^2} = 0,044$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{989,517 \times 10}{348,0978 \cdot 28} = 1,038 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL 91 Art.6.4] [1]**

Il faut que la condition suivante soit vérifiée:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Percentages minimal:[BAEL 91 Art. A.5.1][1]**

- En travée

$$A_s > A_{\min} = (0,23 \cdot f_{tj} \cdot b \cdot d) / f_e = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,504 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Sur appui

$$A_s = 1,038 \text{ cm}^2 > 0,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Armatures transversales : [BAEL 91 Art.A.5.1 ,1][1]**

Contrainte tangente due à l'effort tranchant

Soit la nuance des armatures transversales est de type $f_{et} \Rightarrow feE235MPa$

$$\tau_u = (T_u / b \cdot d) = 3998,052 \cdot 10 / 200 \cdot 280 = 0.714 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,48 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1}{0,9(1 - 0)} \cdot 20 \cdot \frac{1,15}{235} = 0,016 \text{ cm}^2 / \text{cm} \% \text{ minimal}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot 20}{235} = 0,034 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(0,016; 0,034) = 0,034 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal

• **Espacement des étriers:[BAEL Art. A.5.1, 22][1]**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) = \text{Min} (0,9 \times 28; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,034 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t \geq 0,034 \cdot 25 = 0,85 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1,005 \text{ cm}^2$

➤ **Effet de torsion**

Charge:

- Poids propre de la poutre palière:.....PP = 1,35.150 = 202,5 daN/ml

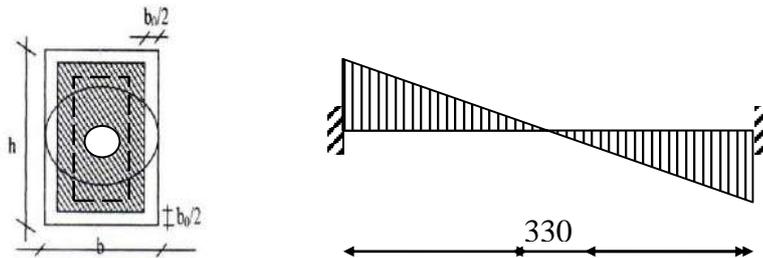
- L'excentricité est : $e_1 = 0,00m$

- Réaction d'escalier le long de la poutre palière..... $R_b = 2220,562$ daN/ml

L'excentricité est : $e_4 = 0,10m$

La poutre est soumise à un couple de torsion uniforme et considérée bi encastree dans les poteaux.

$$C = (2220,562 \cdot 0,10) + (202,5 \cdot 0,00)$$



$$C = 222,056 \text{ daN.m /ml}$$

➤ **Couple de torsion maximale :**

Par analogie avec l'effort tranchant le couple de torsion maximale sur appuis:

$$T_{\text{max}} = C \cdot (L/2) = 222,056 \cdot (3,3/2) = 366,392 \text{ daN.m}$$

D'après: [BAEL 91 Art. A.5.4.22][1]

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

A : diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour.

$$a = \min (h, b) = \min (20,30) = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-b_0) (h-h_0) = (20-3,33) (30-5) = 416,75 \text{ cm}^2$$

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

U: périmètre de l'aire Ω

$$U = 2((b-b_0) + (h-h_0)) = 2((20-3,33) + (30-5)) = 83,34 \text{ cm}$$

➤ **Section d'armatures longitudinales:(torsion)**

$$A_t = \frac{U \cdot T_{\text{max}}}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{83,34 \cdot 222,056 \cdot 10}{2 \cdot 416,75 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,638 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$A_{\min} \cdot \frac{f_e}{b_0 \cdot U} \geq 0,4MPa \Rightarrow A_{\min} \geq \frac{0,4b_0U}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 3,33 \cdot 83,34}{400} = 0,275cm^2$$

$$A_l = 1,00 \text{ cm}^2 > 0,275 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armatures transversales:(torsion)**

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{T_{u\max}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{T_{u\max}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{222,05610}{2 \cdot 416,75 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,013cm^2/cm$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0,4MPa \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot b_0}{f_{et}} = \frac{0,4 \cdot 3,33}{235} = 5,66 \cdot 10^{-3} cm^2/cm$$

$$A_t/S_T = 5,66 \cdot 10^{-3} cm^2/cm > 8,51 \cdot 10^{-3} cm^2/cm$$

Choix des armatures longitudinales

Armatures longitudinales

	Flexion	Torsion
En travée :	2.504	1.00
Sur appui :	1.038	1.00

On adopte comme ferrailage final :

En travée : $A_s = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Sur appui : $A_s = 4HA8 = 2,009 \text{ cm}^2$

• **Ferrailage de la poutre palière :**

x-x' : 3HA12=3,39 cm²

Y-y' : 4HA8 =2,009 cm²

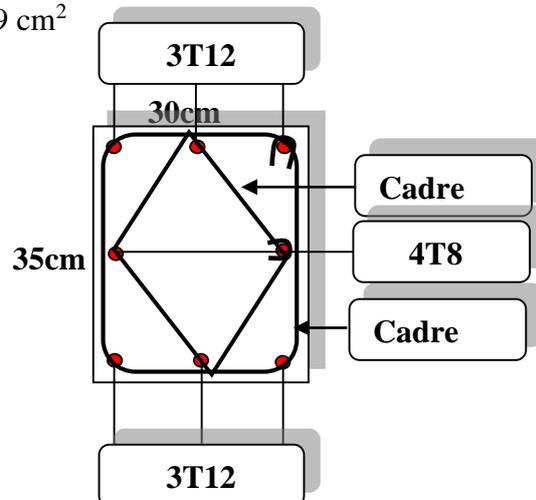


Figure. III.12. Schéma des ferrailages des poutres palière

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t} \right)^{flexion} + \left(\frac{A_t}{S_t} \right)^{torsion}$$

$$= 0.034 + 0.02 = 0.054 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9.d, 40\text{cm}, 15\phi \text{ si } A' \neq 0 \}$$

Alors : $S_t \leq \min (25.2, 40, 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,054 \Rightarrow A_t = 0,054 \times 15 = 0,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\phi 6 = 0.84 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

- **Contrainte tangente due à la torsion**

$$\tau_{ut} = \frac{T_{U_{max}}}{2.b_0.\Omega} = \frac{222,056.10}{2.5.416.75} = 0,532 \text{ daN}$$

Flexion : $\tau_{Uf} = 0,714 \text{ MPa}$

Torsion : $\tau_{Ut} = 0,532 \text{ MPa}$

Condition tangentielle limite : $\tau_{ulimite} = 3,33 \text{ MPa}$

Pour section pleine :

-Donc : $\tau^2_{total} = \tau^2_{Uf} + \tau^2_{Ut} = (0.714)^2 + (0.532)^2 = 0,792 \text{ MPa}$

$$\tau^2_{Uf} + \tau^2_{Ut} \leq \tau^2_{limite} \Rightarrow 0,792 < 11,089 \dots \dots \dots (CV).$$

III.3.10. Représentation de ferrailage :

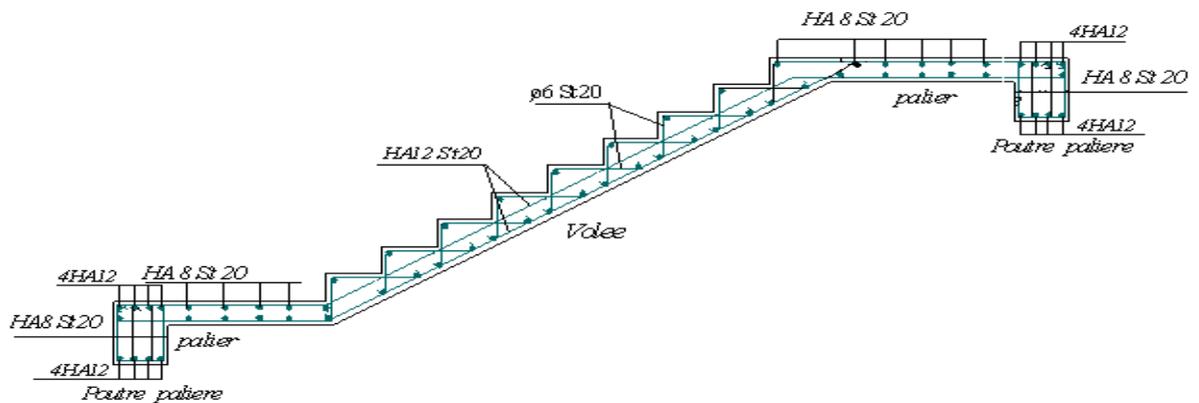


Figure.III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4 ETUDE DE BALCON

III.4.1. Définition :

Dans notre structure les balcons sont de même type « en dalle pleine » ; alors se calcul comme des poutres en console d'un mètre de largeur, soumise à :

- Son poids propre + surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde du corps. p

G : poids propre

Q : surcharge d'exploitation

P : Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur

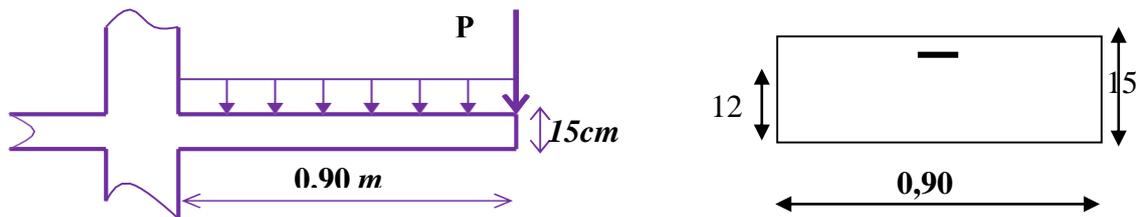


Figure .III.14 : Schéma statique du balcon

III.4.2. Prés dimensionnement :

$$L=0,90m$$

$$e_p \geq \left\{ \frac{L}{30} \div \frac{L}{20} \right\}$$

$$e_p \geq \{3 \div 4,5\}$$

$$e_p = 15cm$$

On prend pour des raisons pratique (coffrage), la hauteur **h = 15 cm**

III.4.3. Evaluation des charges et des surcharges :

Ils existent un seul type de console

Tableau .III.7. Evaluation des charges et des surcharges de balcon :

Type de matériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [daN/m ³]	Poids [daN / m ²]
Carrelage	0,02	2000	40
Mortier	0,02	2000	40
Lit de sable	0,02	1700	34
Dalle en béton armé	0,15	2500	375
Enduit ciment	0,02	1000	20

$$G_{bal} = 509 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q_{bal} = 350 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{E.L.U: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1212,15 \text{ daN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = G + Q = 859 \text{ daN/ml}$$

Charge concentrée :

Les murs extérieurs sont considérés comme étant une force concentrée à l'extrémité libre de la console, son poids est plus grand que celle du garde du corps.

Charge permanent du mur..... $G = 273 \text{ daN/ml}$

La force concentrée $P_{\text{mur}} = 273 \times 1 \times 3 = 819 \text{ daN}$

E.L.U: $P_u = 1.35 \times P_{\text{mur}} = 1179,36 \text{ daN}$

E.L.S: $P_s = P_{\text{mur}} = 819 \text{ daN}$

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

E.L.U: $q_u = 1212,15 \text{ daN/ml}$, $P_u = 1179,36 \text{ daN}$

$$M_u^{\text{max}} = (P_u \times L) + q_u \times (L^2/2) = 1552,34 \text{ daN.m}$$

$$T_u = P_u + q_u \times L = 2270,29 \text{ daN}$$

E.L.S: $q_{\text{ser}} = 859 \text{ daN/ml}$, $P_{\text{ser}} = 819 \text{ daN}$

$$M_{\text{ser}} = (P_{\text{ser}} \times L) + (q_{\text{ser}} \times (L^2/2)) = 1084 \text{ daN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} + q_{\text{ser}} \times L = 1510,2 \text{ daN}$$

III.4.4. Ferrailage :

Données :

$b = 90 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{bc} = (0,85 \times f_{c28})/\gamma_b$, $\gamma_b = 1.5$, $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1552,34.10}{14.17 \times 100 \times 12^2} = 0,074 < 0,392$$

Donc il n'est pas nécessaire d'établir des armatures comprimées ($A's' = 0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1552,34.10}{11,47.348} = 3,88 \text{ cm}^2$$

La section d'armature totale est : $A_s = 3,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

On choisit Section d'armatures tendues 4T12 ; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace longitudinal:**

$$S_t \leq \{\min(3h, 33)\}$$

$$S_t \leq \{\min(45, 33)\}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T8 $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : esp = 30cm

• **Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{tj}/f_e)$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 90 \times 12 \times 2,1/400$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,304 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration considérée comme préjudiciable

$$\sigma_s = \min ((2/3) f_e, 150 \eta) \quad \eta = 1 \text{ (rond lisse)}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$D=(15.A)/b=(15.4,52)/90=0,75$$

$$E=2.D.d=2.0,75.12= 18 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = 0,75 + \sqrt{0,75^2 + 18} = 5,058 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie**

$$I_1 = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

$$I_1 = 7211,89 \text{ cm}^4$$

• **La contrainte maximale dans le béton comprimé**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y_1 = \frac{11,34.10^2 .5,058}{7211,89} = 7,95 \text{ MPa}$$

• **La contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_1} (d - y_1) = 15 \frac{11,34.10^6 \times (12 - 5,058).10}{7211,89.10^4} = 163,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 163,73 < 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Remarque :** Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, mais on adopte 6T8 (3,01 cm²/ml) pour dispositions constructives.

• **Vérification vis à vis de l'effort tranchant : [BAEL 91(Art B.5.5.1)] [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2270,29}{90.12.100} = 0,0210 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,13f_{c28} ; 4MPa)$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{adm}} = 3,25MPa$$

Donc il n'est pas nécessaire d'établir des armatures transversales (sauf les armatures de construction)

• **Vérification de la flèche : [BAEL 91(Art B.6.5.2)][1]**

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{0,9} = 0,166 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{0,9} = 0,166 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,1 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4,52}{90.12} = 0,0042 < \frac{4,2}{fe} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche, cela d'après [BAEL91] [1].

III.4.5. Représentation de ferrailage :

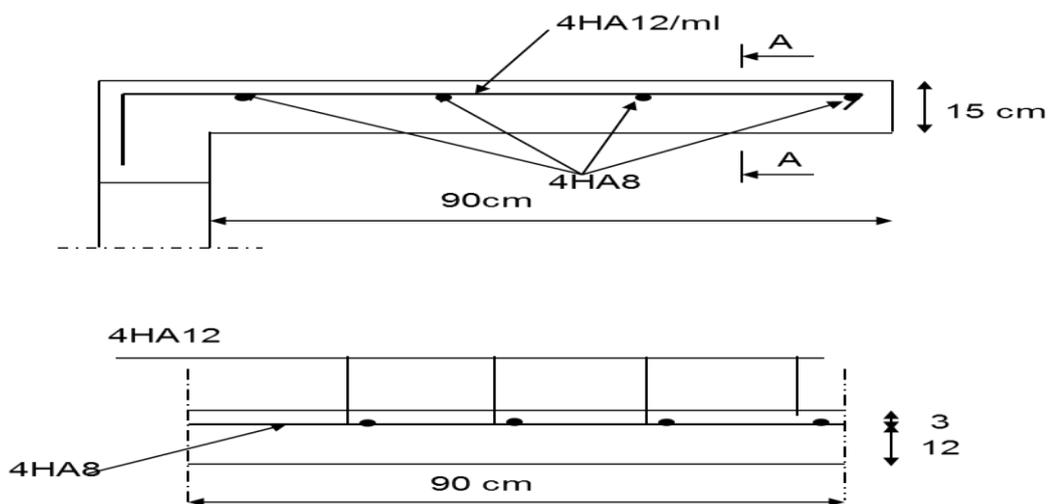
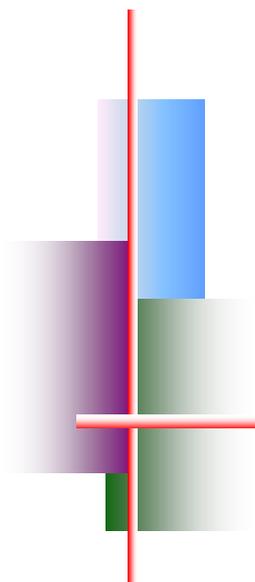


Figure.III.15. Ferrailage de Balcon



Chapitre IV



Ferraillage des éléments porteur

IV.1 Dimensionnement l'élément porteur manuellement

IV.1.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé [BAEL] [1] et [C.B.A.93] [4],

Les règles [C.B.A.93] [4] « Règles de conception étude calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Dans ce cas, on applique la méthode Caquot parce que le rapport des longueurs de portée n_r respecte pas les conditions de la méthode forfaitaire

IV.1.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

- **Cas durable et Cas accidentel :**

Tableau IV .1 .Caractéristiques mécaniques des matériaux

	Béton	Acier	Béton	Acier	Acier	Béton
	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	Fe (MPa)	σ_s (MPa)	f_{c28} (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	14,2	400	347.82	25
Situation accidentelle	1,15	1	21,73	400	400	25

N : effort normal

M : moment flechissant.

$d=0,9.h$

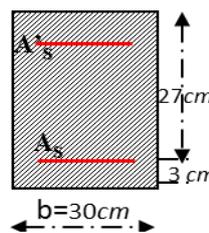


Fig. IV.1. Section de poteaux

Tableau IV.2. Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux

L'E.L.U (1,35G+1,5Q)		L'E.L.S (G+Q)	
-N _{U max} =	654.91 KN	-N _{S max} =	474.75 KN
-M _{U max} =	2.34 KN.m	-M _{S max} =	1.71 KN.m
- T _{U max} =	10.47 KN.m	- T _{S max} =	7.53 KN.m

IV.1.3. Exemple de ferraillage poteaux : à L'ELU

- Cas1 : «Poteaux central (30x30) cm²» :

Données				
Géométrie:	Largeur de Poteau	b=	30	cm
	Hauteur de la section	h=	30	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d=	27	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C=	03	cm
	Longueur de poteau	L=	3,23	m
	Longueur de flambement (0,7l ₀)	l _f =	2,261	m
Matériau:	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement:	Moment : M_{max}	M_{U max} =	2,34	KN.m
	Effort tranchant : T_{max}	T_{U max} =	10,47	KN.m
	Effort normal : N_{max}	N_{U max} =	654,91	KN
	Moment réduit limite	μ_l =	0,392	

- Calcul d'excentricité totale:

$$N_{max} = 654,91 \text{ KN} \quad M_{corr} = 2,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.34}{654.91} = 3.57 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm}, 1.292\text{cm}] = 0.02\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{2.34}{1.5(1.71)} \right) = 0.88$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.23)^2}{10000 \times 0.30} \times (2 + (0.88 \times 2)) = 0.027\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.050\text{m}$$

- Calcul de coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{Nu}{bhfbu} = \frac{654.91 \times 10^{-3}}{0.30^2 14.17} = 0.513$$

$$\Psi < 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi)$$

$$\Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.143$$

$$e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.143 \times 0.30 = 0.043m$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$M_{uFictif} = Mu + Nu(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{uFictif} = 2.34 + 654.91(0.27 - \frac{0.3}{2}) = 80.932KN.m$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.080932}{0.3(0.27)^2 14.17} = 0.261 < 0.392$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_{limit} \Rightarrow A'u = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.261}) = 0.386$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82Mpa$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.386) = 0.846$$

$$A_{ufictif} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{ufictif} = \frac{0.080932}{0.846 \times 0.27 \times 347.82} = 10.18cm^2$$

$$A_{ufictif} = 10.18cm^2$$

- Calcul de la section réelle A_s :

D'après [BAEL91 (Art A.4.2.1)] [1]

$$A_{S(cal)} = A_{S(fic)} - N_U / \sigma_s = 8.298 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1 / 400 = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.298 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12+2HA14 = 9.87 cm²**

- Vérification des contraintes à l'E-L-S [BAEL] [1] :

Données				
Géométrie:	Largeur de poteau	b=	30	cm
	Hauteur de la section	h=	30	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d=	27	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C=	3	cm
	Contrainte de l'acier utilisé	f_e=	400	MPa
	Section d'acier tendue en travée	A_s=	9.87	cm ²
Matériau:	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28} =	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	f_{t28}=	2.1	MPa
	Coefficient d'équivalence	N	15	
	Coefficient: pour : HA > 6 mm μ=1.6 pour HA ≤ 6 mm μ=1.3 pour: rondisse μ=1.0	η	1.6	
Chargement:	Moment	M_{ser} =	1,71	KN.m
	Effort normal	N_{ser} =	474,75	KN

$$N_{max} = 474,75 \text{ KN} \quad M_{corr} = 1,71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,71}{474,75} = 3,60 \times 10^{-3} \text{ cm} < \frac{h}{12} = 2,5 \text{ cm} \quad \text{Compression centrée,}$$

j) Section Homogène :

$$B = bh + \eta (A_s + A'_s)$$

$$B = (30 \times 30) + 1.6(9.87 + 0) = 915,792 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = \frac{1}{B} = \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot C + A'_s \cdot d) \right] = \frac{1}{915.792} = \left[\frac{30 \cdot 30^2}{2} + 15(9.87 \cdot 3 + 0) \right] = 15,226 \text{ cm}$$

$$V_1=15.226\text{cm}$$

$$V_2=h-V_1=30-15.226=14.774\text{cm}$$

k) Calcul du moment d'inertie:

$$I_1 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_1 (V_1 - C)^2 + A_2 (V_2 - C)^2 \right]$$

$$I_1 = \frac{30}{3} \cdot (15.226^3 + 14.774^3) + 15 \left[9.87 (15.226 - 3)^2 + 9.87 (14.774 - 3)^2 \right] = 11019945 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 110199.45 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1 :

$$C_1 = \frac{I_1}{B \cdot V_1} = \frac{I_1}{B \cdot V_1} = 7.903\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 0.36 + (15.226 - 15) = 0.586\text{cm}$$

$e_1 < C_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimé

j) Vérifications des contraintes:

✓ **Contraintes du béton:**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = \left(\frac{N_s}{B} \right) + N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1}{I_1} \right)$$

$$\sigma_b = \left(\frac{474.75}{915.792} \right) + 474.75 \times 0.586 \times \left(\frac{15.226}{11019945} \right) = 55.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 55.54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Contraintes d'acier:**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I_1} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{474.75 \times 10^3}{915.792} \right) - 474.75 \times 10^3 \times 0.586 \left(\frac{15.226 - 3}{11019945} \right)$$

$$\sigma_s = 487.535 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \text{Min} \left\{ \left(\frac{2}{3} \times 400 \right); 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \text{Min} \{ 267; 201.63 \} = 201.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

m) Condition de non fragilité:

$$A_{min}=0,23.b.d.(F_{tj}/F_e)=0,23 \times 30 \times 27 \times (2.1/400)=0,978cm^2$$

$$A=9,87cm^2 > A_{min}=0,978cm^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 10,47 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{10,47 \times 10^3}{30 \times 27 \times 100} = 0,129 MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,33MPa$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots CV$$

• **Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \frac{\phi_l}{3} = 5.33mm$$

D'après : [BAEL 91] [1]

Soit : $\phi_t = 8mm$

• **L'espace des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(15\phi_t, 40cm) = 24cm$$

$S_t = 20cm$

• **Ferraillages des poteaux :**

$$\underline{x-x'}: 6T12+2T14=10,68cm^2$$

$$\underline{y-y'}: 6T12+2T14=10,68cm^2$$

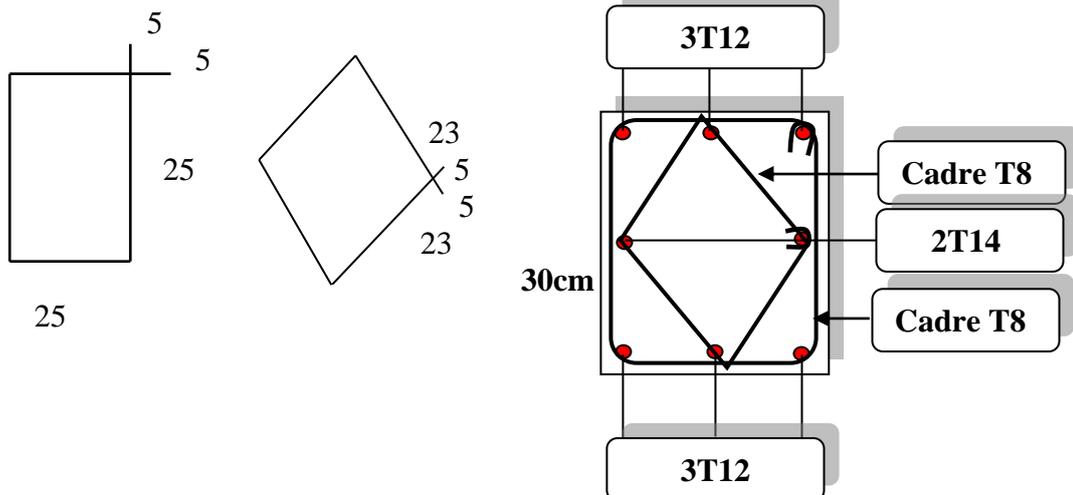


Figure. IV.2. Schéma des ferraillages des poteaux

IV.1.4. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable, On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

[BAEL91][1] :

- Condition de non fragilité : $A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$
- le pourcentage minimale d'armature : $A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ **[BAEL(B.6.4)] 1]**

Calcul des moments avec méthode Caquot :

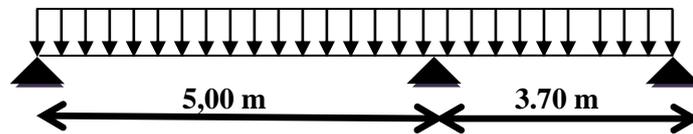


Figure. IV.3. : Poutre principale sur 3 appuis

Plancher	L'E.L.U (1,35G+1,5Q)
Terrasse	= (557×2.93)1.35 + (100×2.93) ×1.5= 2642.71 dan.m
Etage courante	= (409×2.93)×1.35 + (150×2.93) = 2276.96 dan.m

$$M_B = - \frac{P_w l_w^3 \times P_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)}$$

$$M_B = - \frac{(2276.96 \times 5^3) + (1617.78 \times 3.7^3)}{8.5 \times (5 + 3.7)} = -4961.87 \text{ dan.m} = - 49.61 \text{ Kn.m}$$

Le moment isostatique : $M_0(x) = \frac{q_u l^2}{8}$

Le moment en travée est défini par $M(x) = M_0(x) + M_w \cdot (1 - \frac{x}{l}) + M_e \cdot \frac{x}{l}$

$$M_0(x) = \frac{1617.78 \times 5}{2} x - \frac{1617.78}{2} x^2 - \frac{4961.87}{5} x = 3552.25x - 808.89x^2$$

Le moment en milieu de la travée : en $x=l/2$ on a

$$M_0(x=l/2) = q_u \frac{l^2}{8} = 7115.5 \text{ dan.m}$$

• Moment maximal en travée AB :

Pour déterminer l'abscisse ou le moment maximal, il faut déterminer le point où l'effort tranchant s'annule on a

$$V_u(x) = V_0(x) + \frac{M_e - M_w}{l} \text{ avec } V_0(x) = \frac{q_u \cdot l}{2} - q_u \cdot x$$

$$V_u(x) = \frac{q_u \cdot l}{2} - q_u \cdot x + \frac{M_e - M_w}{l} = 2276.96 \times \frac{5}{2} - 2276.96 \cdot x - \frac{7115.5}{5}$$

$$V_u(x) = 0 \rightarrow x = 1.988 \text{ cm}$$

Donc : $M_0(x) = 3552.25x - 808.89x^2$

$$M_0(1.988) = 3552.25 \cdot 1.988 - 808.89(1.988)^2 = 3865.023 \text{ dan. m}$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_{max} = \frac{v_{max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

• **Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux **[BAEL A5.1.2.2] [1]**

$$\text{Soit pratiquement } S_t \leq \left(\frac{A_t \times f_t}{0.4 \times b_0} \right)$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après le

[BAEL A7.2.2.][1]

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$. $\alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}}{0.8 \times f_e}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{400} f_e = 400 \text{ Mpa}$$

1. Poutre principale (30x45) cm² :

a) Ferraillage longitudinal :

- L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}, \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$c = 4.5 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm}$$

➤ **E.L.U : 1,35G + 1,5Q**

b) Ferraillage des travées :

$$M_{tu} = 38.65 \text{ KN.M} = 0.03865 \text{ MN.M}$$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38650}{30(40.5)^2 14.17} = 0.055 < 0,39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \quad A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

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

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,393$$

$$A = \frac{Mu}{z \sigma_s} = \frac{0.03865}{0.393 \times 347.82} = 2.82 \text{ cm}^2$$

c) Vérification nécessaire pour les poutres :

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} > 0.23 b d \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (C V)}$$

- Rentrage minimal armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} A_{\min}^{BAEL}) = \max (2.82, 1.35) = 2.82$$

Alors on adopte 3HTA12 (A= 3,93cm²)

d) Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Section rectangulaire et flexion simple Fe400 $\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$

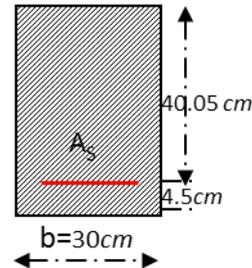


Fig. IV.4. : Section transversale de la poutre principale

$$\alpha = 0.074 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.211 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

e) Ferraillage sur appui :

$$M_{a \max} = 49.61 \text{ KN.M} = 0.04961 \text{ MN.M}$$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49610}{30(40.5)^2 14.17} = 0.070 < 0.392$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = 0.089$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.398$$

$$A = \frac{Mu}{z \sigma_s} = \frac{0.04961}{0.398 \times 347.82} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} > 0.23 b \cdot d \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C V)$$

• **Pourcentage minimal armature :**

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}}^{BAEL}) = \max (3.66, 1.35) = 3.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA12 + 2HA10 = 4.96 cm²

f) Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Section rectangulaire et flexion simple Fe400 $\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.67$

$$\alpha = 0.074 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.356 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

g) Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_u \max = 26.2187 \text{ KN. } \tau_{u \max} = \frac{26218}{300 \times 450} = 0.218$$

$$\tau_{\min} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}) = 2.51 \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u \max} = 0.294 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.51 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\tau_{u.b.d} = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.541 \text{ mpa} < \bar{\tau} = 2.51 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

- Section minimale des armatures transversales : [BAEL (A.5.1.23)] [1]

$$S_t \leq \left(\frac{A_t \times f_t}{0.4 \times b_0} \right) \Rightarrow A_t \leq \left(\frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} \right) = \left(\frac{30 \times 0.4 \times 15}{400} \right) = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres principale : (30x45) cm²**

En travée : 3T12

Sur appui : - nappe supérieure : 3T12 + 2T10

- Nappe inférieure : 3T12 + 2T10

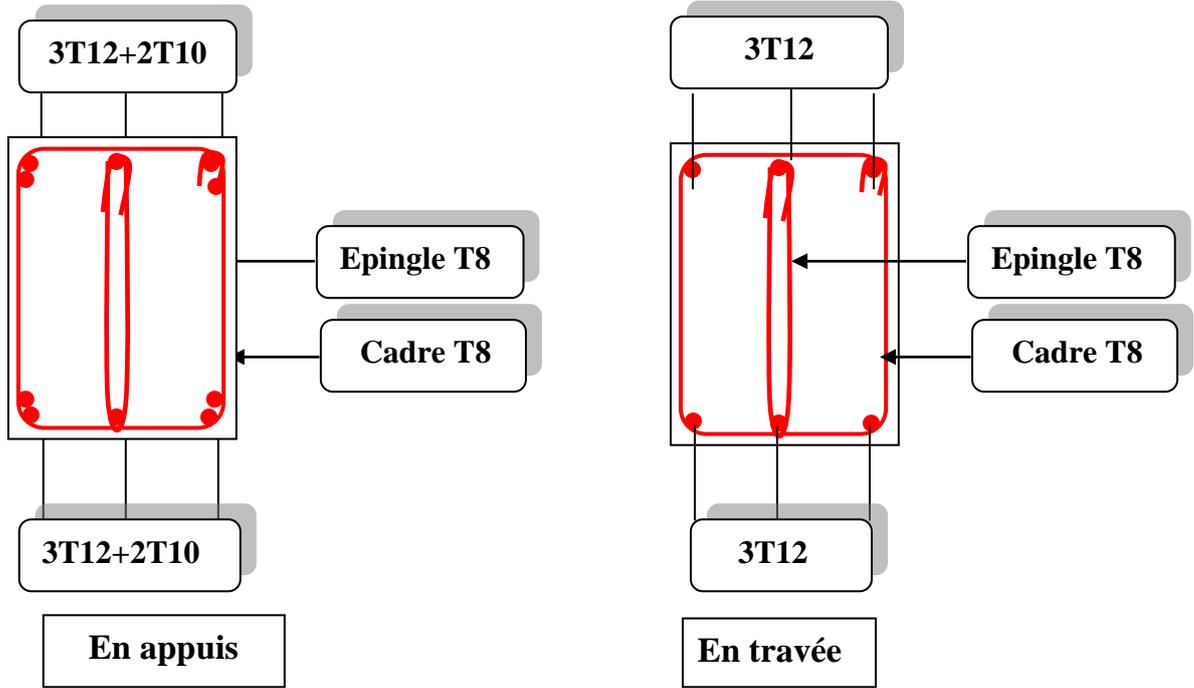


Figure. IV.5. Schéma des Ferrailages des Poutres principale.

2. **Poutre secondaire (30x35) cm² :**

- calcul des moments avec la méthode forfaitaire

ELU :

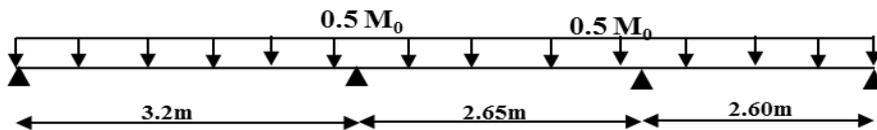


Figure. IV.6. : La portée des poutres secondaire

$$P = 1.35g + 1.5q = 1437.73 \text{ dan.m}$$

$$M_{0(x)} = pl^2 / 8 = 1839.36 \text{ dan.m} = 18.39 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a1} = M_{a4} = 0$$

$$M_{a2} = M_0 \times 0.5 = 1839.36 \times 0.5 = 919.68 \text{ dan.m} = 9.20 \text{ Kn.m}$$

$$\alpha = 0.268$$

$$M_t = 1177.56 \text{ dan.m}$$

$$M_{t \text{ interm}} = 681.76 \text{ dan.m}$$

$$M_{ot} = 1262.06 \text{ dan.m}$$

$$M_{a3} = M_{ot} \times 0.5 = 1262.06 \times 0.5 = 631.03 \text{ dan.m}$$

$$V_{0pl/2} = 2300.368 \text{ dan.m}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 2300.368 + \frac{0 - 919.68}{3.2} = 2012.968 \text{ dan}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -2587.768 \text{ dan}$$

$$V_{0 \text{ trave2}} = 1904.99 \text{ dan} ; T_w = 2013.91 \text{ dan} ; T_e = -1796.07 \text{ dan}$$

a) Ferraillage longitudinal :

❖ **travée :**

➤ **E.L.U : 1,35G + 1,5Q.**

$$M_{tu} = 11.77 \text{ KN.m} = 0.01177 \text{ MN.M} , c = 3.5 \text{ cm} \quad d = 31.5$$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1177}{30(31.5)^2 14.17} = 0.0027 < 0,392$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \quad A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0027}) = 0.005$$

$$z = d(1 - 0,4 \times 0.005) = 0,314$$

$$A = \frac{Mu}{z \sigma_s} = \frac{0.01177}{0.314 \times 347.82} = 1.077 \text{ cm}^2$$

b) Vérification nécessaire pour les poutres :

a. La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} > 0.23 \cdot 30 \cdot 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C V})$$

• **Pourcentage minimal armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 35 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}) = \max (1.077, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors $A = 1.35 \text{ cm}^2$ on adopte 3T12 ($A = 3.39 \text{ cm}^2$)

c) Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Section rectangulaire et flexion simple } F_e 400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\alpha = 0.074 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.206 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

• **Ferraillage sur appui :**

$$M_a \max = 9.1968 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9196.8}{30(31.5)^2 14.17} = 0.021$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \quad A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.027$$

$$\beta = d(1 - 0.4 \times 0.027) = 0.311$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.0091968}{0.311 \times 347.82} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} > 0.23 \cdot 30 \cdot 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C V)$$

Pourcentage minimal armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\min}^{BAEL}) = \max (0.85, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte 3T12 (A=3.39cm²)

d) Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Section rectangulaire et flexion simple } F_e=400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\alpha = 0.074 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.211 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

e) Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 25.87.768 \text{ KN. } \tau_{u\max} = \frac{25877}{300 \times 450} = 0.191$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_{i\max} = 0,191 \text{ MPa} < \tau = 3.04 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V)}$

➤ **Poutres secondaires: (30x35) cm²**

En travée : 3T12

Sur appui : - nappe supérieure 3T12
 - Nappe inférieure : 3T12

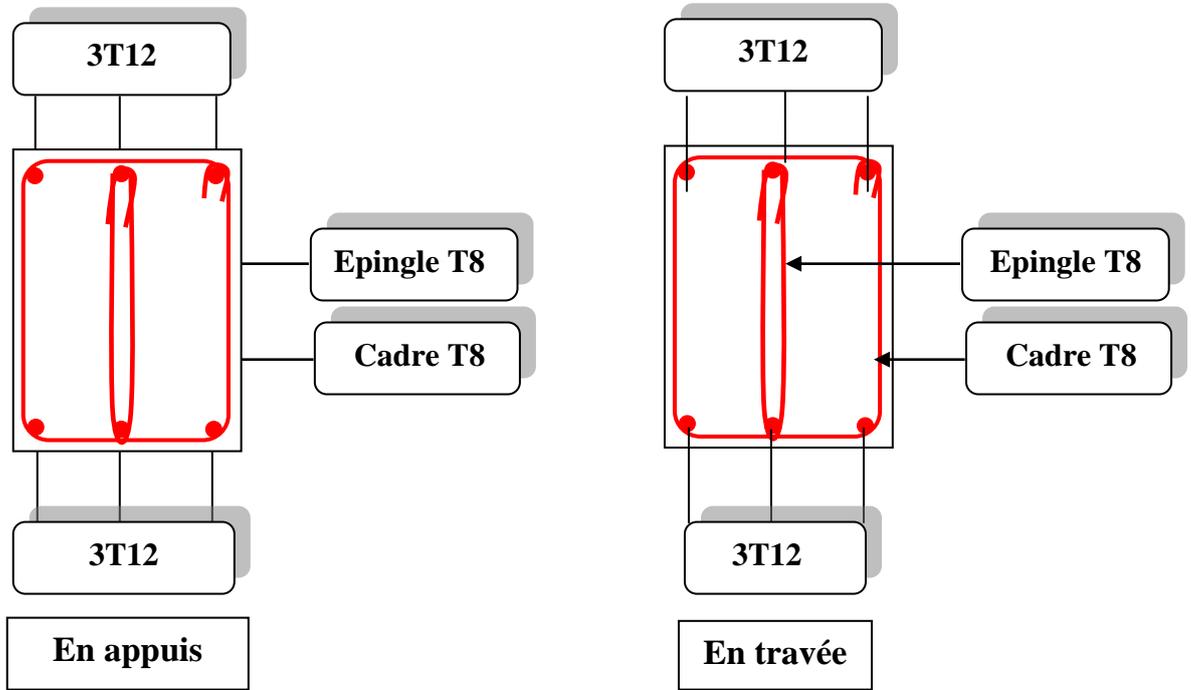


Figure. IV.7. Schéma des ferrailages des poutres secondaire

IV.2 Dimensionnement les éléments porteur avec un logiciel Robot

IV.2.1. Présentation du logiciel robot :

Le Logiciel **ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'élément barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. -Saisie graphique 2D et 3D- Calcul de structure (RDM)

Neige et vent, combinaisons automatique

Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

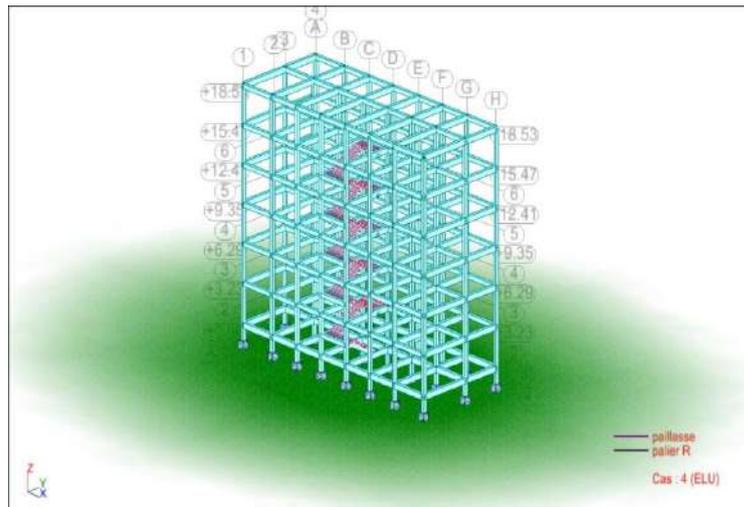


Figure. IV.8. : Modélisation de la structure avec robot

IV.2.2. Caractéristiques principales du logiciel Robot :

Selon le manuel d'utilisation de ce logiciel, les principales caractéristiques de ce dernier permettent d'effectuer plusieurs tâches, à savoir:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travaux simultanés en plusieurs fenêtres ouvertes etc.);
- Calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread);
- Effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure;
- Composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV.2.3. Espace de calcul :

1. Lancement du programme Robot :

Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée un dossier dans le menu Démarrage de Windows. De même, une icône est créée sur le bureau de l'ordinateur.

Afin de lancer le logiciel **Robot**:

Dans le menu Démarrage de Windows sélectionnez le dossier créé lors de l'installation Robot (dans le menu Démarrage de Windows sélectionnez le dossier créé lors de l'installation Robot Office) et, ensuite, sélectionnez la commande Autodesk © Robot Structural Analysis



ou bien, cliquez sur l'icône du logiciel Robot affichée sur le bureau de votre ordinateur.

Après le lancement du système Robot (pour cela, cliquez sur l'icône appropriée affichée sur le bureau ou sélectionnez la commande appropriée dans la barre des tâches), ils s'affichent la fenêtre (Figure 1.1) dans laquelle :

1. Vous pouvez choisir l'affaire existant de la structure (option Ouvrir projet):
2. Il est possible de sélectionner l'une des affaires dernièrement éditées.
3. Vous pouvez choisir une n affaire enregistrée sur le disque dur (option Ouvrir projet).
4. Vous pouvez commencer le travail avec une nouvelle affaire (option Nouveau projet).
5. Il est possible de sélectionner l'un des types des structures par défaut (conception d'un bâtiment, d'une plaque, coque ou portique 3D) utilisés pour les dernières affaires.
6. Vous pouvez choisir un nouveau type de projet (option Avancé...).



Figure. IV.9. : Démarrage de logiciel robot

Après la sélection de l'option Avancé 6, la fenêtre ci-dessous dans cettefenêtre vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure

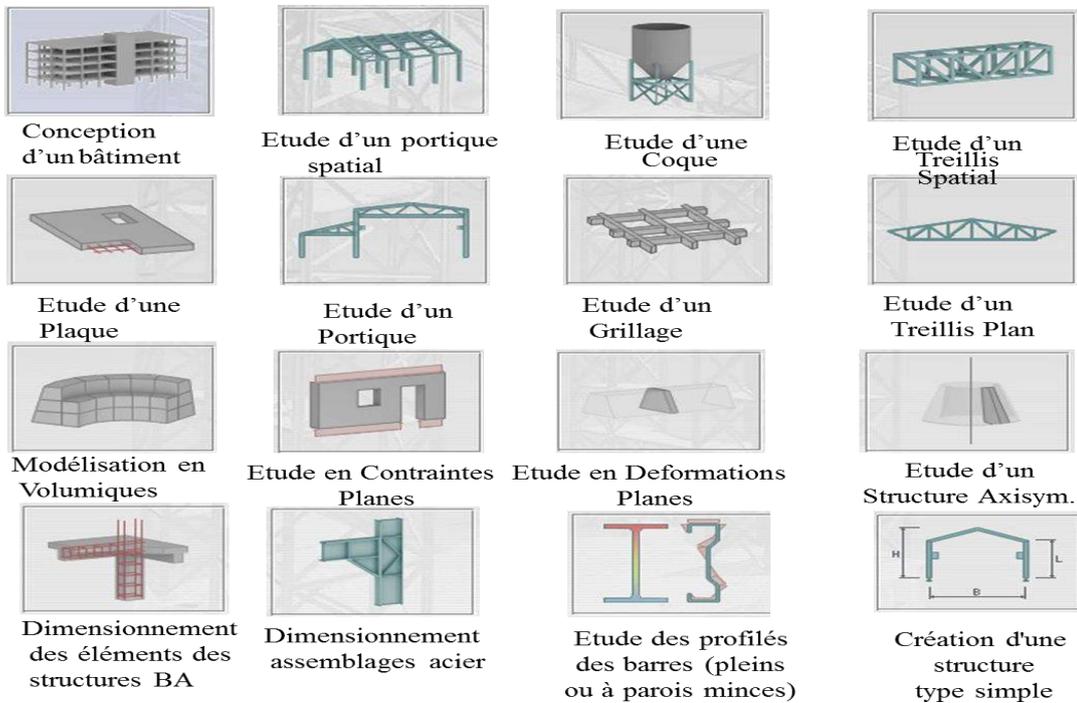


Figure. IV.10 : Types des structures

1. L'environnement de travail :

Une fois un type de structure sélectionné de la Figure 1.2, vous arrivez à l'écran représenté sur la Figure 1.3 avec un certain nombre de zones utiles à connaître pour le déroulement de votre modélisation et de l'exploitation des résultats

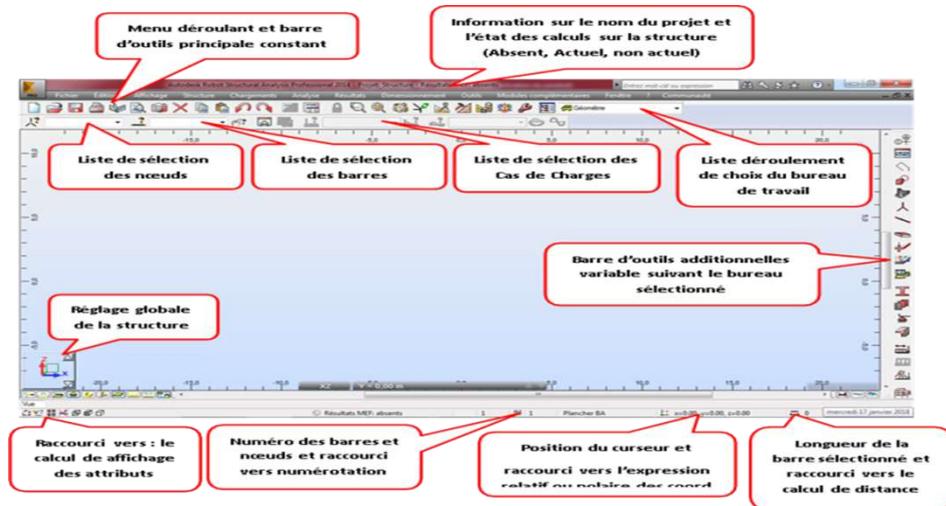


Figure. IV.11 : Environnement de travail

2. Présentation de l'interface

Les principales fonctions de l'interface utilisateur sont répertoriées sur la **Figure**

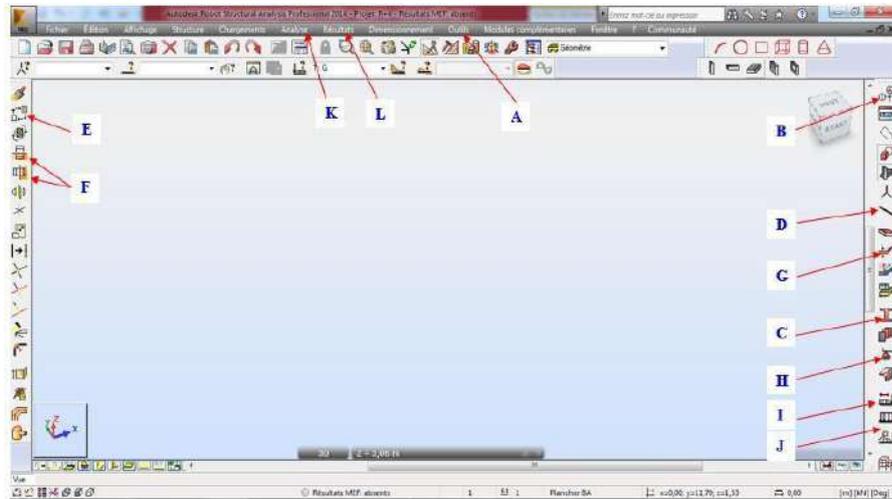


Figure. IV.12.Interface du logiciel Robot Structural Analysis

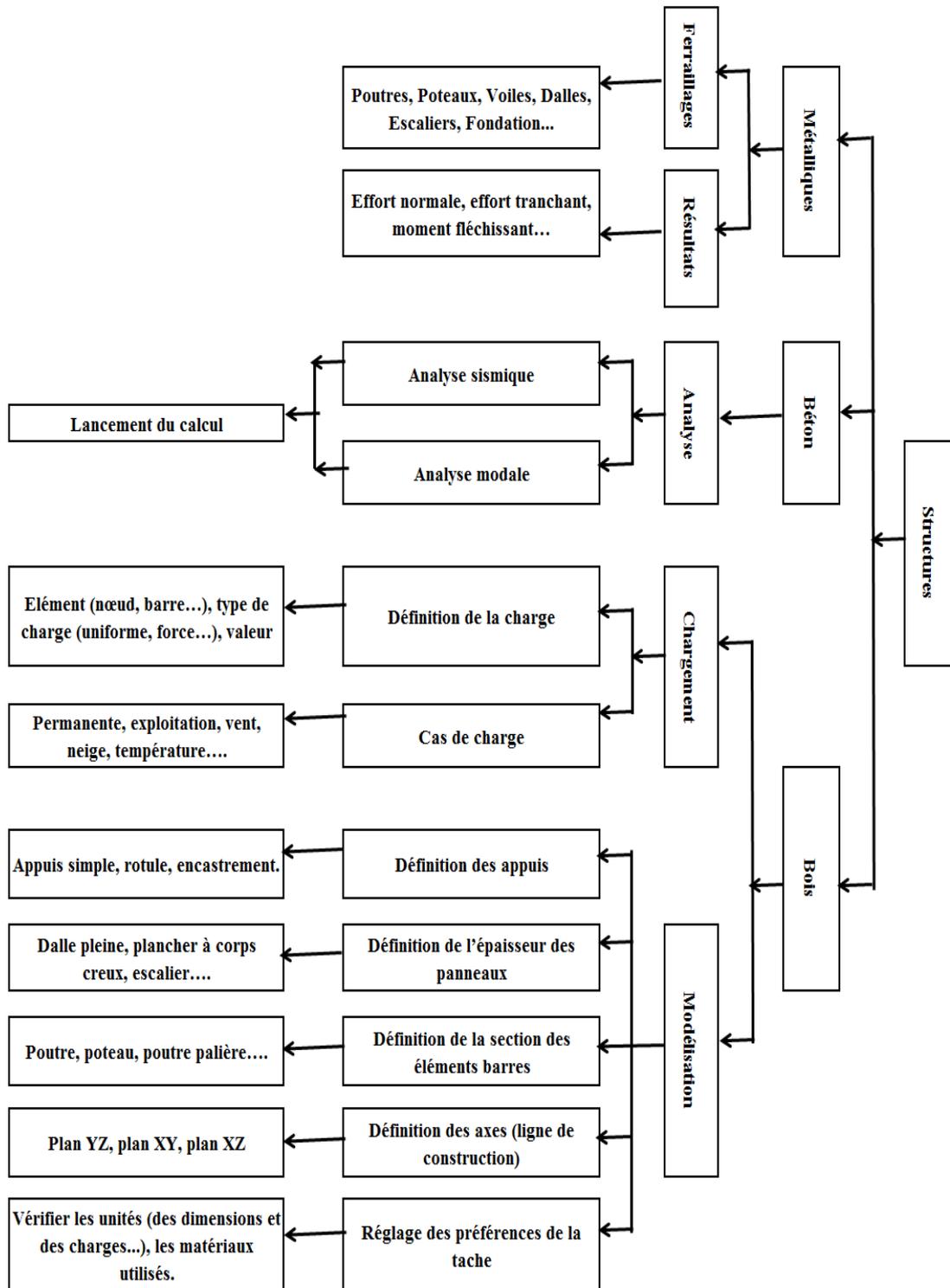


Figure. IV.13 : Organigramme de calcul de logiciel ROBOT.

IV.2.4. Résultats obtenue par logiciel robot pour une poutre principale:(30×45)

Note de calcul PP77

1 Niveau :

- Nom : Niveau1 (+12.41 m)
- Cote de niveau : 12.41 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Pouters: Poutre77 Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2447.32 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA $f_e = 400.00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type RL $f_e = 235.00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P77_3	Travée	0.30	3.40	0.30

Section de 0.00 à 1.00 (m)
 30.0 x 45.0 (cm)
 Pas de plancher gauche
 Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P77_4	Travée	0.30	3.40	0.30

Section de 0.00 à 3.40 (m)
 30.0 x 45.0 (cm)
 Pas de plancher gauche
 Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3.0$ (cm)
 : latéral $c1 = 3.0$ (cm)
 : supérieur $c2 = 3.0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation Tmax.	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mh (kN*m)	Mb (kN)	Vh (kN)	Vb (kN*m)
P776_3	36.24	-37.28	-46.76	-20.80	68.52	-49.36
P355_4	30.89	-4.15	35.24	-27.37	10.60	-45.82

2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13.33 (MPa)

Travée (MPa)	Appui gauche (MPa)	Appui droit (MPa)
P77_3	1.86	1.30
P77_4	0.19	1.32

Ferraillage :

2.7.1 P77_3 : Travée de 0.30 à 1.30 (m)

Ferraillage longitudinal :

- Aciers de montage (haut)
3 HA 8.0 l = 5.24 de 0.03 à 5.27
- armatures en torsion
2 HA 12.0 l = 5.62 de 0.03 à 5.27
- Chapeaux
3 HA 12.0 l = 1.42 de 0.03 à 1.07

Ferraillage transversal :

- 6 Cad RL 6.0 l = 1.60
e = 1*0.08 + 2*0.16 + 1*0.11 + 2*0.16 (m)
- 6 Ep RL 6.0 l = 0.50
e = 1*0.08 + 2*0.16 + 1*0.11 + 2*0.16 (m)

note de calcul pp

1 Niveau :

- Nom : Niveau1 (+12.41 m)
- Cote de niveau : 12.41 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre39

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : fc28 = 25.00 (MPa) Densité = 2447.32 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA fe = 400.00 (MPa)
- Aciers transversaux : type RL fe = 235.00 (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1 Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
P39_7 Travée	0.30	2.70	0.30	

Section de 0.00 à 2.70 (m)
30.0 x 35.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs c = 3.0 (cm)
: latéral c1 = 3.0 (cm)
: supérieur c2 = 3.0 (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferraillage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mh (kN*m)	Mb (kN*m)	Vh (kN)	Vb (kN)	Tmax. (kN*m)
P39_7	9.20	0.00	-8.21	-7.48	17.92	-23.56	6.94

2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm2)		Appui gauche (cm2)		Appui droit (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P39_7	1.19	0.00	1.19	1.19	1.19	1.19

2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13.33 (MPa)

Travée (MPa)	Appui gauche (MPa)	Appui droit
P39_7	0.48	0.47

*- contraintes dans ELS, déformations dans ELU

2.7 Ferraillage :

2.7.1 P39_7 : Travée de 0.30 à 3.00 (m)

Ferraillage longitudinal :

- Aciers inférieurs

3	HA	12.0	l = 3.62 de 0.03 à 3.27
---	----	------	-------------------------
- Aciers de montage (haut)

3	HA	8.0	l = 3.24 de 0.03 à 3.27
---	----	-----	-------------------------
- armatures en torsion

4	HA	12.0	l = 3.62 de 0.03 à 3.27
---	----	------	-------------------------

Ferraillage transversal :

19	Cad	RL	6.0	l = 1.40
e = 1*0.07 + 2*0.13 + 6*0.16 + 2*0.10 + 5*0.16 + 1*0.13 + 2*0.11 (m)				
19	Ep	RL	6.0	l = 0.40
e = 1*0.07 + 2*0.13 + 6*0.16 + 2*0.10 + 5*0.16 + 1*0.13 + 2*0.11 (m)				

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0.35 (m3)
- Surface de Coffrage = 3.33 (m2)
- Acier HA
 - Poids total = 26.34 (kG)
 - Densité = 76.02 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 10.9 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
8.0	3.24	3
12.0	3.62	7

- Acier RL
- Poids total = 7.58 (kG)
- Densité = 21.88 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 6.0 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
6.0	0.40	19
6.0	1.40	19

4 Ferraillage adaptée par logiciel Robot:

Pos.	Armature	Code	Forme
①	6HA12 l=1.04	2.02	
②	3HA8 l=5.24	0.00	
③	3HA12 l=5.57	2.02	
④	23RL6 l=1.60	6.24	
⑤	23RL6 l=60	2.01	
⑥	4HA12 l=5.62	2.02	

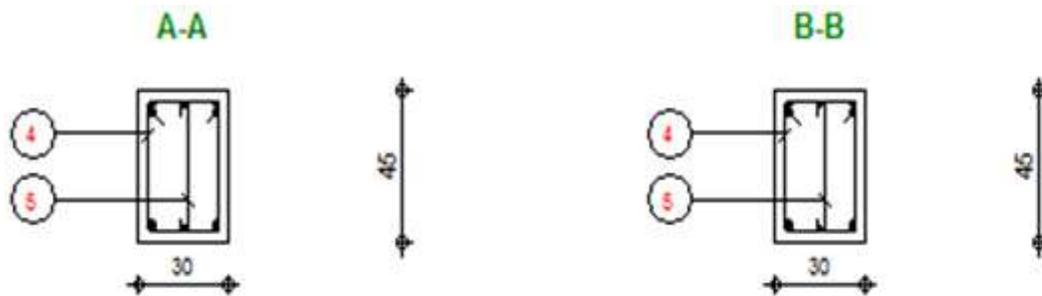


Figure IV .14: Ferraillage des poutres principales

Pos.	Armature	Code	Forme
①	3HA8 l=21.94	0.00	
②	3HA12 l=7.04	2.02	
③	20RL6 l=40	2.01	
④	20RL6 l=1.40	6.24	
⑤	3HA12 l=11.58	2.02	

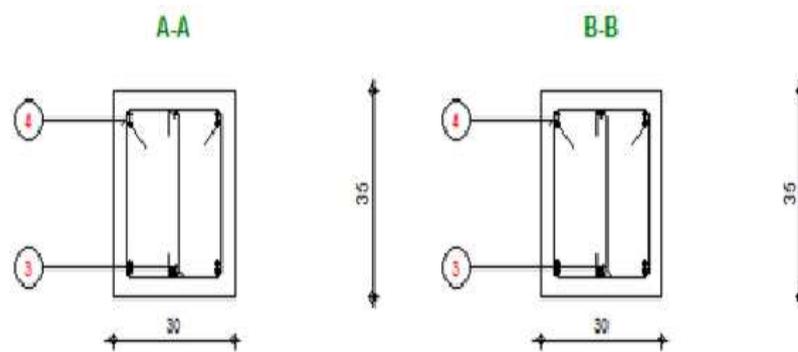


Figure IV.15 :Ferrailage des poutres secondaire

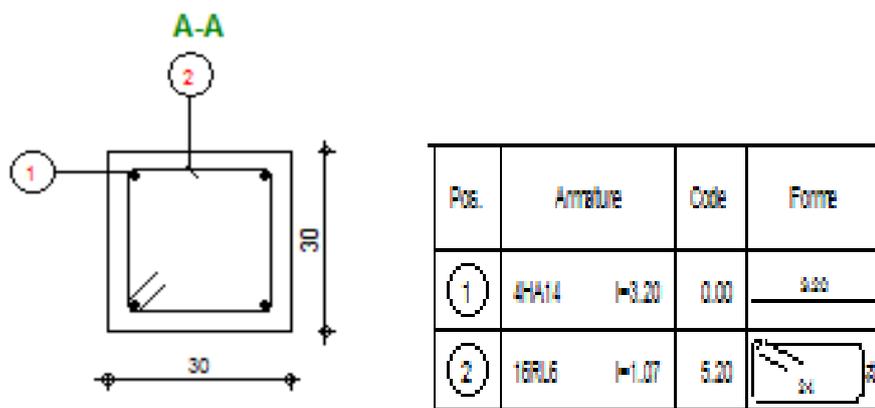


Figure IV.16 :Ferrailage des poteaux

IV.2.5. Analyse et comparaison du calcul manuel et le calcule avec le logiciel ROBOT :

Les moments défavorables obtenus pour les deux méthodes de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) **Poutres**

- **Tableau IV .3 .** Comparaison de résultats de moment(Poutres)

	Résultats Manuel		Résultats logiciel ROBOT		Pourcentage écarts%	
	PP	Ps	PP	Ps	PP	Ps
Mt max Kn.m	38.65	11.77	36.24	9.2	2.41%	2.57%
Ma max n.m	-49.61	6.82	-46.76	-8.21	2.85%	1.39%
VwKn	41.23	20.129	68.52	17.23	27.29%	2.899%
Ve Kn	-67.73	-25.87	-49.36	-23.56	18.37%	2.31%

b) **Poteaux :**

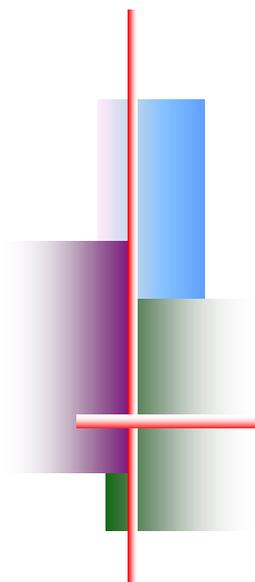
- **Tableau IV .4 .** Comparaison de résultats de moment(Poteaux)

	Résultats Manuel a l'ELU			Résultats logiciel ROBOT a l'ELU		
	Fx kn.m	My kn.m	Mz kn.m	Fx kn.m	My kn.m	Mz kn.m
poteaux d'angle	279.24	1.34	6.88	278.88	1.24	3.28
poteaux centrale	654.91	2.34	10.47	551.88	1.95	5.95
poteaux de rive	378.78	1.44	4.96	265.27	0.37	2.21

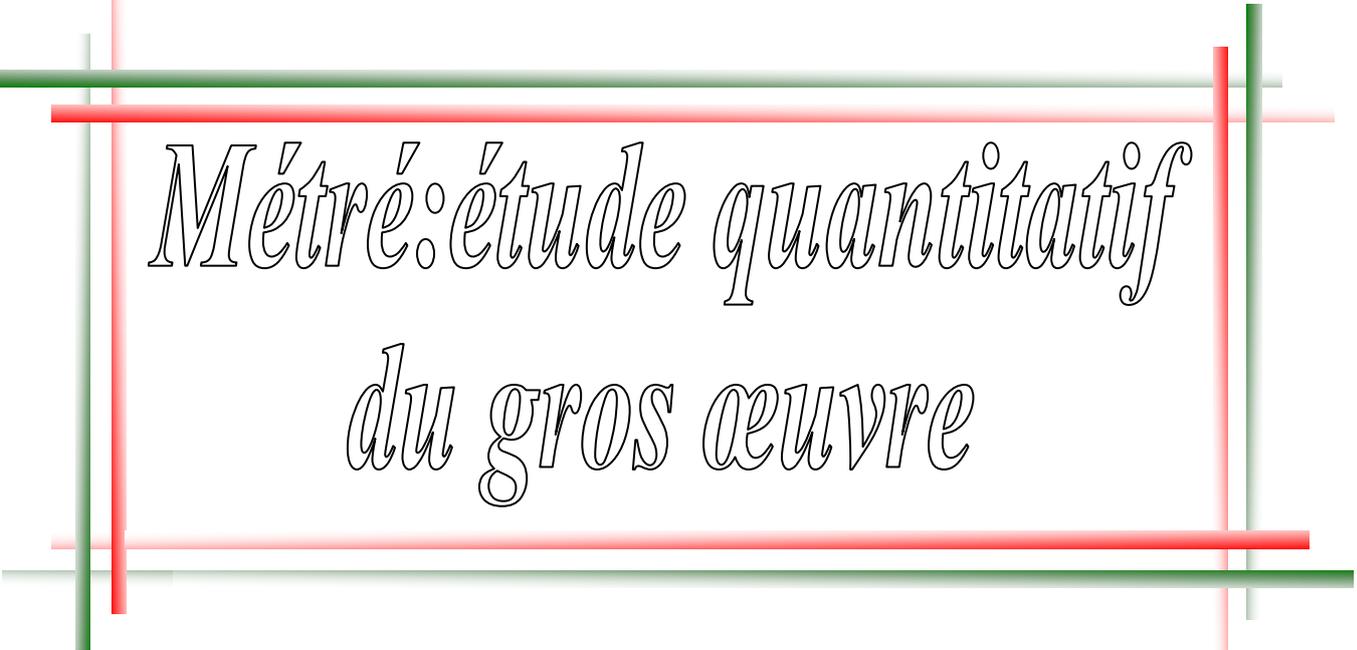
IV.2.6. Conclusion

L'analyse des résultats obtenus montre que les moments obtenus par le calcul avec robot sont dans l'ensemble légèrement au- dessus des résultats issus du calcul manuel.

Le logiciel effectue le calcul par l'option plaque et coque de la méthode des éléments finis qui est certes complexe mais précise .c'est ce qui justifier les écarts obtenues dans les deux méthodes de calcul par contre le calcule manuel comporte des risques d'erreurs de précision.



Chapitre V



*Métré: étude quantitative
du gros œuvre*

V.1. Définition du métre :

Le métre est une comptabilité particulière à laquelle on a recours à tous stades de la conception d'un ouvrage (soit à l'étude ou à la réalisation).

A la fois, c'est la comptabilité de la matière et l'argent, c'est-à-dire l'application des connaissances mathématiques de base, nécessaire au calcul des quantités concernant chaque opération dans la conception d'un projet (génie civil, Travaux publics, Hydraulique ...etc.)

Ainsi que la connaissance des matériaux et les conditions de leurs mises en œuvre afin de reprendre aux règles de construction et aux règlements qui régissent.

La connaissance exacte des quantités et leurs mises en œuvre permettra au métreur de déterminer le coût d'un projet.

V.2. Etude quantitatif et estimative du gros œuvre (béton):**V.2.1 Calcul métre R+5 Gros œuvres (béton) :**

Tableau V.1. Volume de béton pour RDC

N	Désignation des éléments	Nombre	Dimensions			V (m³)
			Longueur	Largeur	Hauteur	
I.1	BETON POUR RDC					
I.1.1	BETON DE PROPLETE					
	PP1	4	1,7	1,7	0,1	1,156
	PP2	4	2,1	2,1	0,1	1,764
	PP3	10	1,9	1,9	0,1	3,610
	PP4	6	2,2	2,2	0,1	2,904
						9,434
I.1.2	LES SEMELLES					
	semelle S1	4	1,5	1,5	0,35	3,150
	semelle S2	4	1,9	1,9	0,45	6,498
	semelle S3	10	1,7	1,7	0,4	11,560
	semelle S4	6	2,1	2,1	0,5	13,230
						34,438
I.1.3	AMORCE POTEAUX					
	Am po	24	0,3	0,3	1,2	2,592
						2,592
I.1.4	LES LONGRINES					
	L1	3	22	0,3	0,45	8,910
	L2	2	8	0,3	0,45	2,160
	L3	2	8,9	0,3	0,45	2,403
	L4	2	9,8	0,3	0,45	2,646
	L5	2	9,8	0,3	0,45	2,646
						18,765
I.1.5	LES POTEAUX					
	PO	24	0,3	0,3	2,78	6,005
						6,005
I.1.6	LES POUTRES PRINCIPALES					
	P1	2	8	0,3	0,45	2,160
	P2	2	8,9	0,3	0,45	2,403
	P3	2	9,8	0,3	0,45	2,646
	P4	2	9,8	0,3	0,45	2,646
						9,855
I.1.7	LES POUTRES SECONDAIRES					
	PS1	3	19,6	0,3	0,35	6,174
	PS2	2	2,65	0,3	0,35	0,557
	PS3	1	2,7	0,3	0,35	0,284
	PS4	2	2,6	0,3	0,35	0,546
						7,560

Tableau V.2. Volume de béton pour étage (1 .2.3.4)

N	Désignation des éléments	Nombre	Dimensions			V (m ³)
			Longueur	Largeur	Hauteur	
I.2	BETON POUR ETAGE (1.2.3.4)					
I.2.1	LES POTEAUX					
	PO	24	0,3	0,3	2,61	5,638
						5,638
I.2.2	LES POUTRES PRINCIPALES					
	P1	2	8	0,3	0,45	2,160
	P2	2	8,9	0,3	0,45	2,403
	P3	2	9,8	0,3	0,45	2,646
	P4	2	9,8	0,3	0,45	2,646
						9,855
I.2.3	LES POUTRES SECONDAIRES					
	PS1	3	19,6	0,3	0,35	6,174
	PS2	2	2,65	0,3	0,35	0,557
	PS3	1	2,7	0,3	0,35	0,284
	PS4	2	2,6	0,3	0,35	0,546
						7,560

Tableau V.3. Volume de béton pour étage 5

N	Désignation des éléments	Nombre	Dimensions			V (m ³)
			Longueur	Largeur	Hauteur	
I.3	BETON POUR ETAGE (5)					
I.3.1	LES POTEAUX					
	PO	24	0,3	0,3	2,61	5,638
						5,638
I.3.2	LES POUTRES PRINCIPALES					
	P1	2	8	0,3	0,45	2,160
	P2	2	8,9	0,3	0,45	2,403
	P3	2	9,8	0,3	0,45	2,646
	P4	2	9,8	0,3	0,45	2,646
						9,855
I.3.3	LES POUTRES SECONDAIRES					
	PS1	2	19,6	0,3	0,35	4,116
	PS3	1	2,7	0,3	0,35	0,284
	PS5	2	8,45	0,3	0,35	1,775
						6,174

Tableau V.4. Volume de béton pour escalier

N	Désignation des éléments	Nombre	Dimensions			Volume (m³)
			Longueur	Largeur	Epaisseur	
ESCALIER RDC						
I.1	Marche / contre marche	18	0,17	0,3	1	0,918
	Emmarchement	2	2,7	1,2	0,15	0,972
	Palier de repos	1	2,7	1	0,15	0,405
						2,295
ESCALIER DES ETAGRS						
I.2	Marche/ contre marche	64	0,17	0,3	1	3,264
	Emmarchement	8	2,7	1,2	0,15	3,888
	Palier de repos	4	2,7	1	0,15	1,620
						8,772
TOTAL BETON POUR ESCALIER R+5						11,067

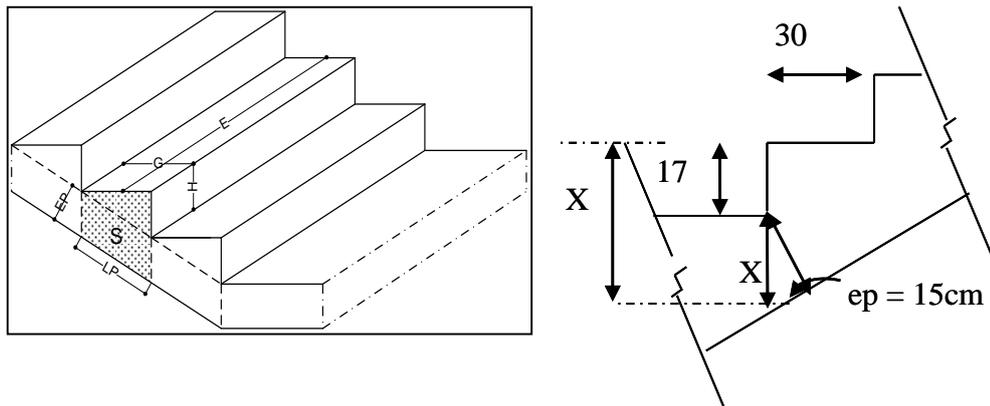


Fig. V.1 : Coupe d'escalier (Paillasse et marches et contre marches) [1]

▪ **Composants d'un plancher étage courant**

Composants d'un plancher		Plancher étage courant
1	Revêtement en carrelage	
2	Chappe en mortier de ciment (mortier de pose)	
3	Lit de sable,	
4	Plancher corps creux.	
5	Enduit en plâtre	

Composants d'un plancher étage courant

Composants d'un plancher		Plancher terrasse inaccessible
1	Gravillon pour protection de l'étanchéité d'épaisseur	
2	Etanchéité multicouche en feutre bitumé	
3	Isolant thermique (liège),	
4	Chappe (béton non armé), avec pente 1.5%	
5	Plancher corps creux.	
6	Enduit en plâtre	

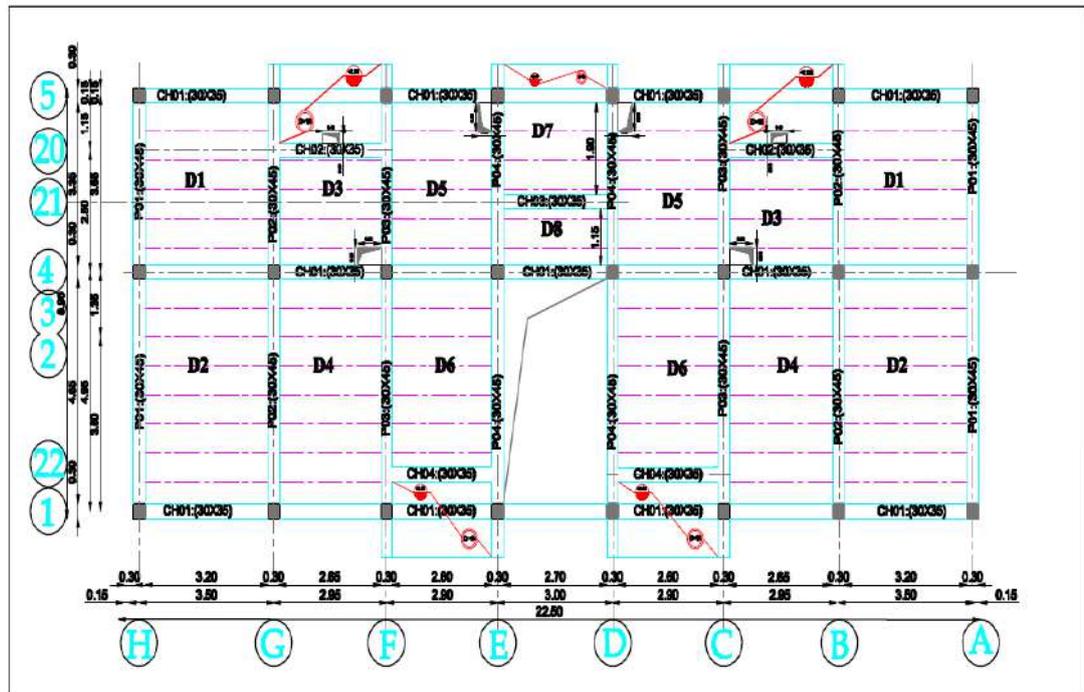


Fig. V.2 : Plan de coffrage planché RDC

Tableau V.5. La surface des dalles R+5

N	Désignation des dalles	Nombre	Dimensions		surface (m ²)
			Longueur	Largeur	
SURFACE DE LES DALLES					
I.1	SURFACE DE LES DALLES RDC +4				
	D1	2	3,35	3,2	21,44
	D2	2	4,65	3,2	29,76
	D3	2	2,2	2,65	11,45
	D4	2	4,65	2,65	24,645
	D5	2	3,35	2,6	17,21
	D6	2	3,9	2,6	20,28
	D7	1	1,15	2,7	3,105
	D8	1	1,9	2,7	5,13
TOTAL X 5					665,10
I.2	SURFACE DE LES DALLES ETAGE TERRASSE				
	D1	2	3,35	3,2	21,440
	D2	2	4,65	3,2	29,760
	D4	2	4,65	2,65	24,645
	D5	2	3,35	2,6	17,21
	D9	2	3,35	2,65	17,545
	D10	2	4,65	2,6	24,180
	D11	1	4,65	2,7	12,555
TOTAL					147,335
TOTAL SURFACE DE LES DALLES R+5					812,435

V. 3. Conclusion

Tableau V.6. Devis quantitatif du gros œuvre (béton)

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QTE
	** 1 -INFRASTRUCTURE **		
1.01	Béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm dosé à 250 Kg CPA/m ³ exécuté sous les ouvrages en fondation tels que semelles, longrines	M ³	9,434
	Béton armé dosé de 350 et 400 kg/m ³ de CPA		
1.02	a- Pour Semelles Isolés dosé à 350kg/m ³	M ³	34,438
	c- Pour amorce poteaux dosé à 350kg/m ³	M ³	2,592
	d - Pour Longrines dosé à 350kg/m ³	M ³	18,765
	** 2- SUPERSTRUCTURE **		
	Béton armé dosé de 350 kg/m ³ et 400kg/m ³ de CPA		
2.01	a - Pour Poteaux dosés à 350kg/m ³	M ³	32,616
	b - Pour Poutres principale et secondaire dosés à 350kg/m ³	M ³	20,700
	c - Pour Escaliers dosés à 350kg/m ³	M ³	1,100
2,02	Plancher en corps creux 16 + 4 composé de poutrelles et hourdis creux en béton de ciment, comprenant une dalle de compression ép = 0,04 m 350kg/m ³	M ²	812,435

Conclusion generale

Malgré l'existence des logiciels informatiques très développés qui ont bien aide à développer le calcul et le dimensionnement des structures en béton armée, et à les rendre plus facile et moins couteux et dans des brefs délais, le calcul manuel reste primordial dans les calculs et le dimensionnement de n'importe quel structure, vu que :

- Calcul numérique, les résultats sont donnes à partir de calcul minutieux avec une rapidité mais la possibilité de faire des erreurs dans les logiciels en cochant les

Cases donc les paramètres de logiciel doit-être correcte

En conclut que même pour les calculs faire par logiciel, les calculs manuel restent un guide très utile pour les vérifications.

Références bibliographiques

- **Règlements :**

- [1] BAEL91, modifié en 99, Règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages et constructions en béton armé, suivant les États Limites. 3eme édition, Eyrolles ,2000
- [2] RPA 99/ version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, DTR B C 2 48, ministère de l'habitat, 2003
- [3]DTR.BC-22, Document Technique Règlementaire (charges permanentes et Charges d'exploitations), ministère de l'habitat, 1988
- [4]CBA93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé. DTR. - B.C. 2-41, ministère de l'habitat, 1993

- **Mémoires :**

- [5]SEDRATI, SUIKI, Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation, Mémoire Master, université Abdelhafide Boussouf Mila, 2021.
- [6]CHAREF, KHALEDE, Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation, Mémoire d'ingénieur, université Kasdi Merbah Ouargla, 2010.
- [7]KHELFA, KHALEDE, Etude d'un bâtiment R+8+ So-Sol a usage d'habitation, Mémoire Master, université Abderrahmane Mira Bejaia, 2016.
- [8]BENABBES NOR ELHOUDA, Etude d'un bâtiment R+5 à usage multiple, Mémoire Master, université Larbi ben Mhidi Oum El Bouaghi, 2013.

- **Livres :**

- [9] H. Renaud et J. Lamirault, Béton armé Gide de calcul, édition FOUCHER, Paris 1993, Page 59 60- 61- 62.

- **Polycopis :**

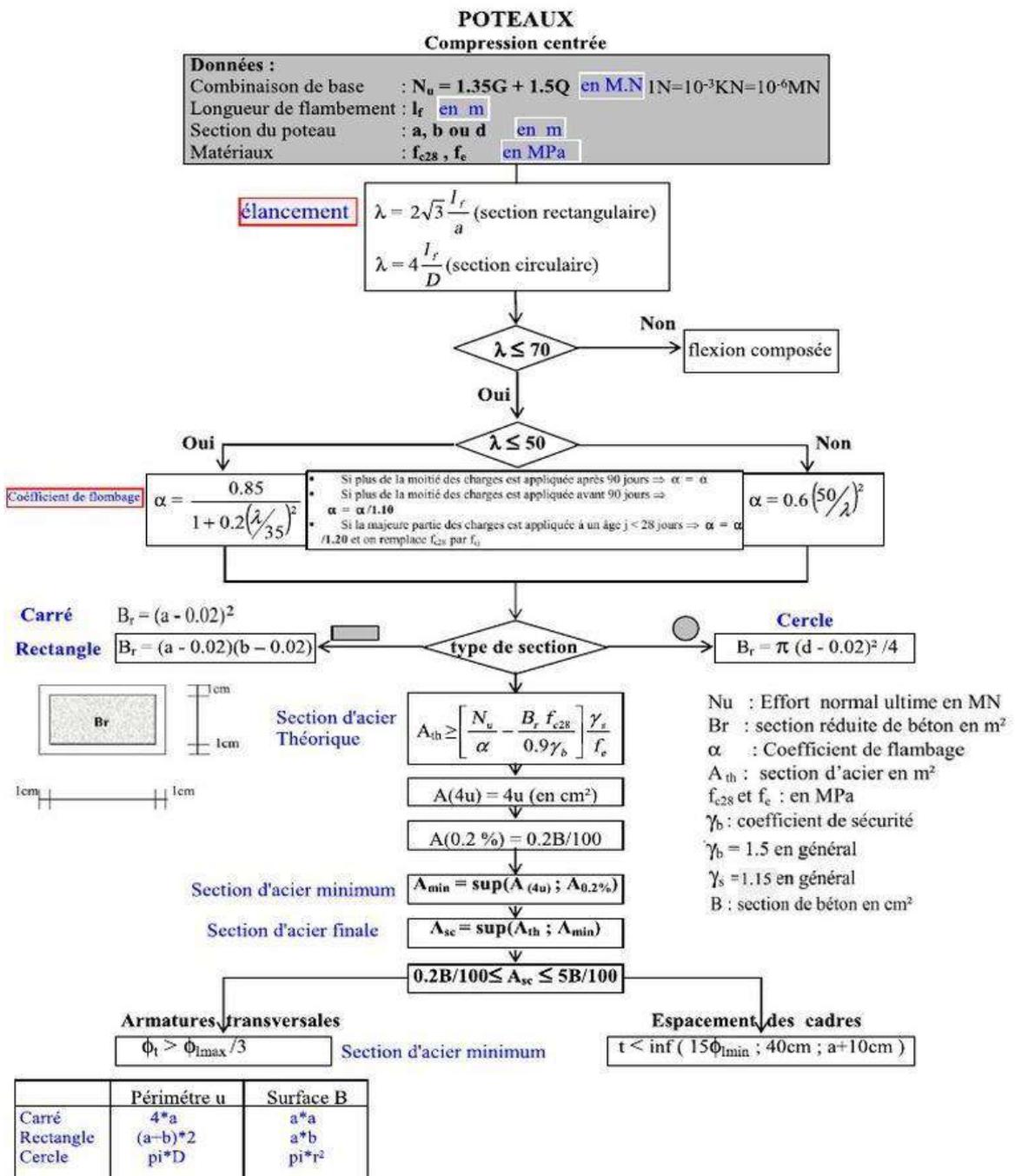
- [10] DJIREB Samir, Cours de béton armé 3ème année, université Kasdi Merbah Ouargla, 2008.
- [11] DJIREB Samir, Cours Béton armé 4ème année, université Kasdi Merbah Ouargla 2009

- **Logiciels :**

- ROBOT Millénium 17.5.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2008..... Dessin (DAO).

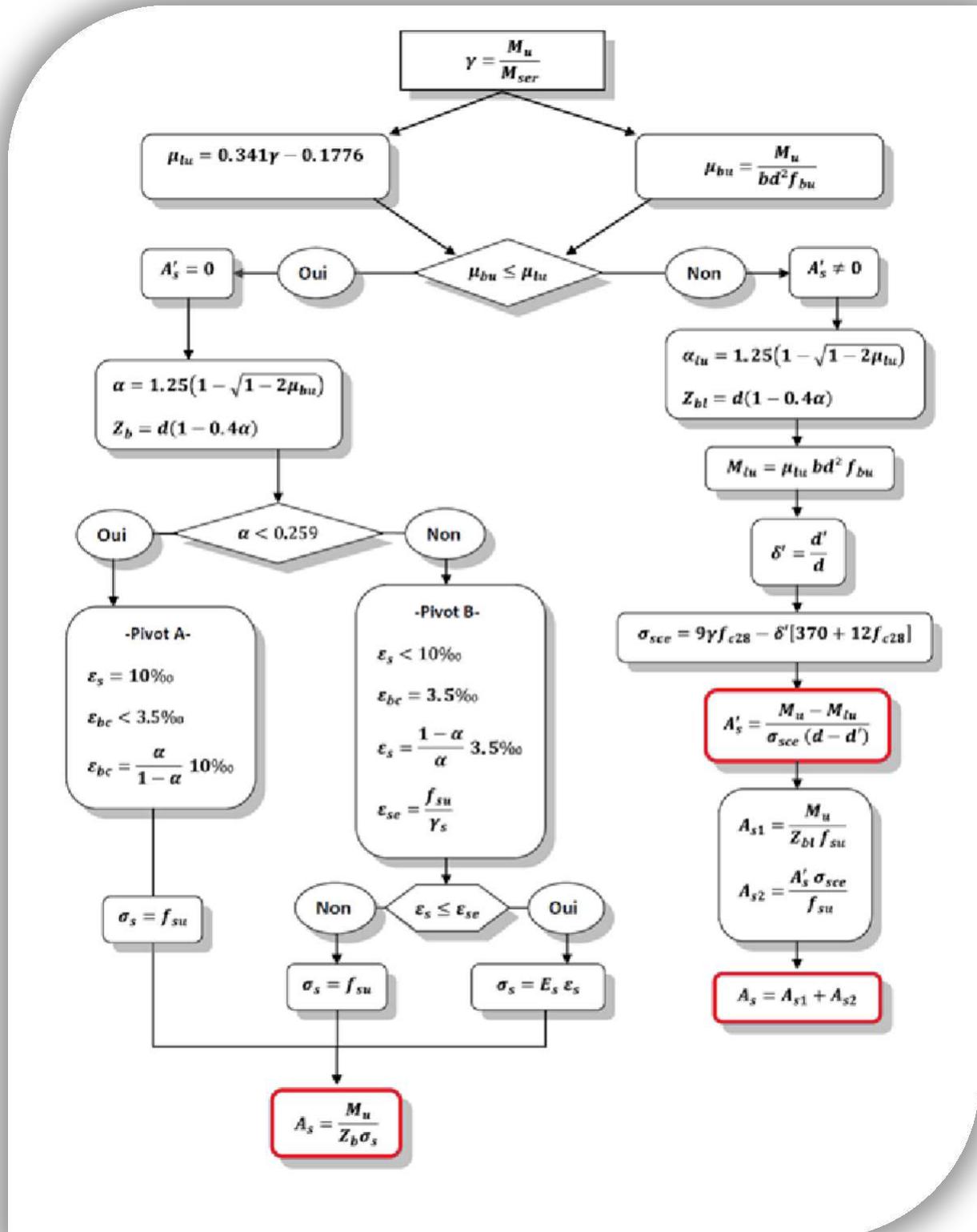
ANNEXXE

Annexe 1 : Organigramme 1 : du compression simple poteaux



Annexe 2 : Organigrammes de calcul Organigramme (1) :

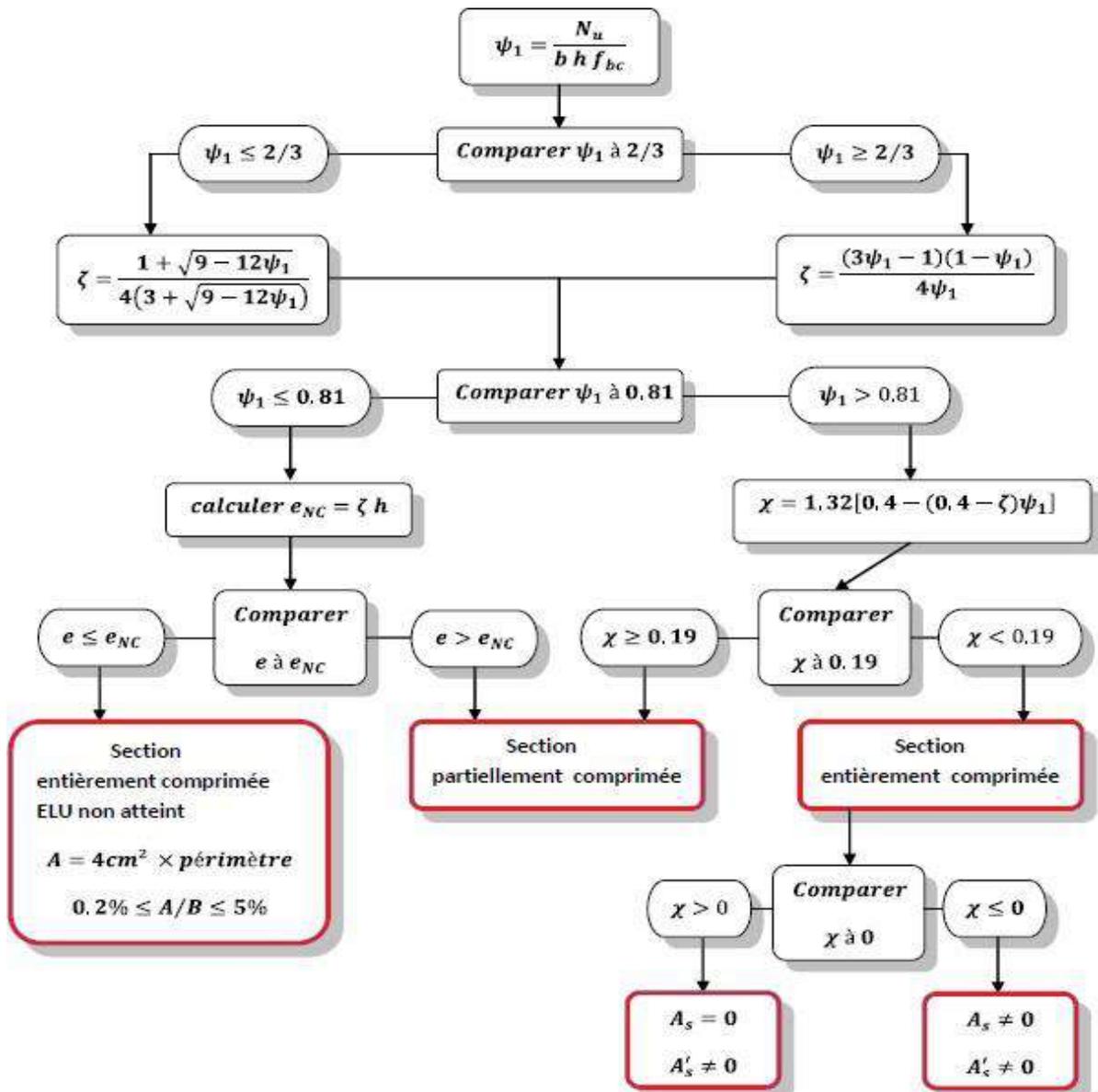
Pour les principales étapes du ferrailage en flexion simple. *Données* : $b, h, d, d', d'', f_{c28}, f_e, f_{sw}, f_{bw}, M_{ser}$ et M_u



Annexe 3 : Organigrammes de calcul

Organigramme (1) Pour connaître si la section est entièrement tendue, entièrement comprimée, ou partiellement comprimée (tendue).

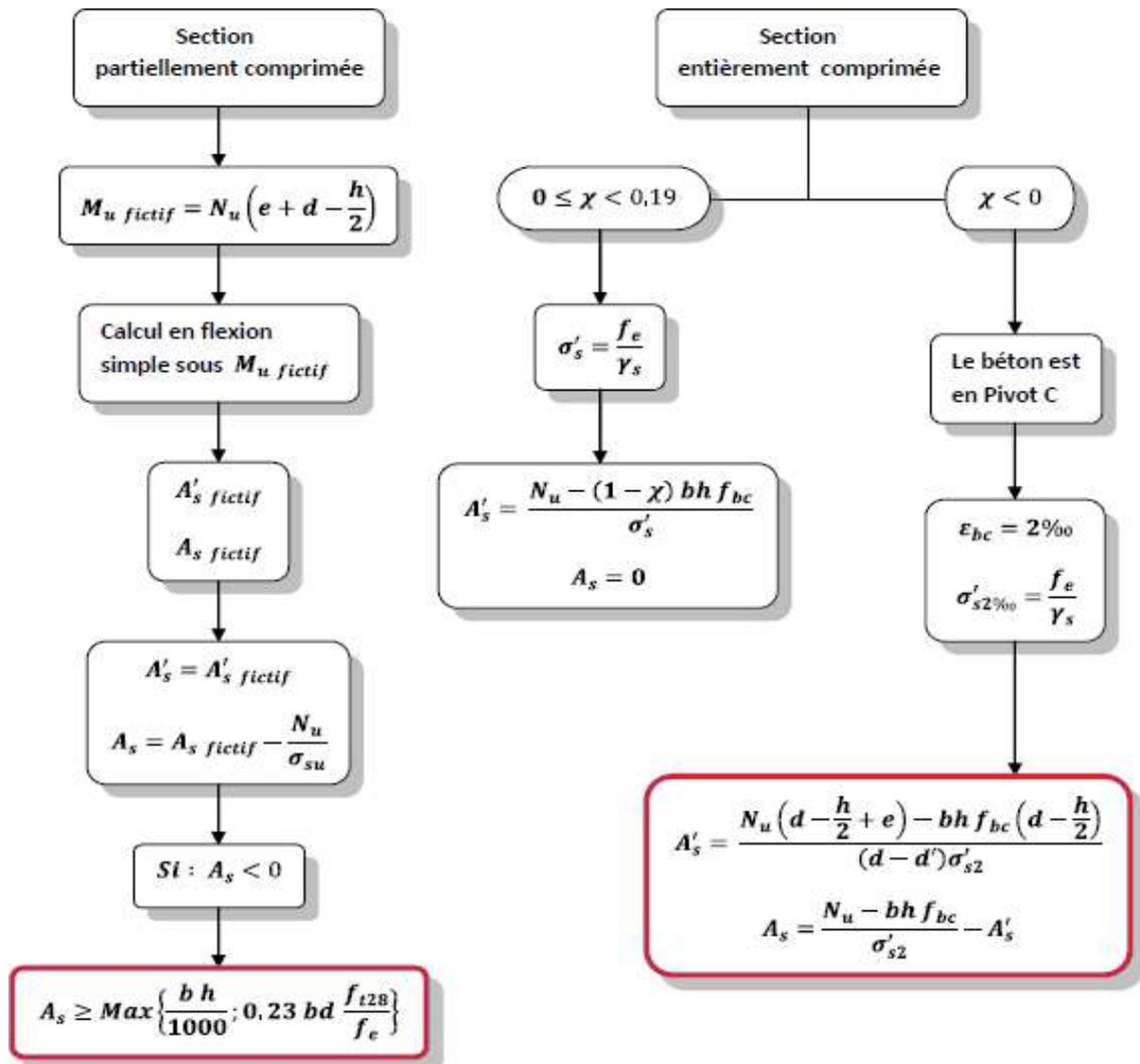
Données : b, h, d, e, N_u, M_{ser} et $M_u = eN_u$



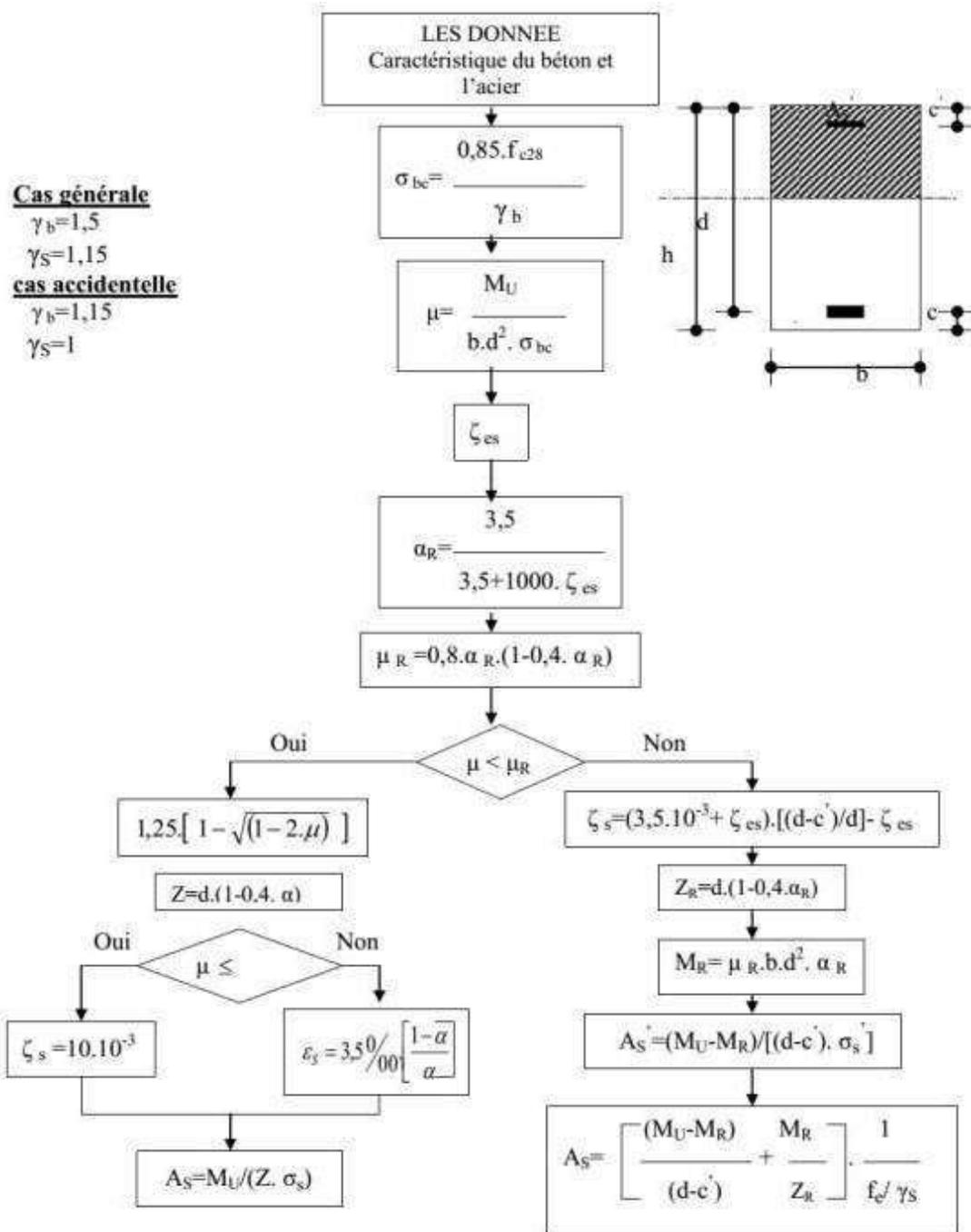
Annexe 4 : Organigrammes de calcul

Organigramme (2) : Pour les principales étapes du ferrailage en flexion composé.

Données : b, h, d, e, χ et N_u



Organigramme 5 : Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple.

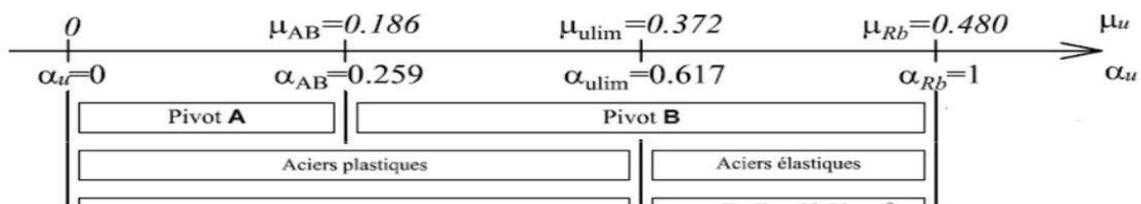


Annexe 6 : Les différentes valeurs de α et μ suivant les nuances d'acier

Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s=1$	$\gamma_s=1,15$	$\gamma_s=1$	$\gamma_s=1,15$	$\gamma_s=1$	$\gamma_s=1,15$	$\gamma_s=1$	$\gamma_s=1,15$
$f_{e\gamma_s}$	215	187	235	204	400	348	500	435
$\varepsilon_{es}^{(000)}$	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_1	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ_1	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

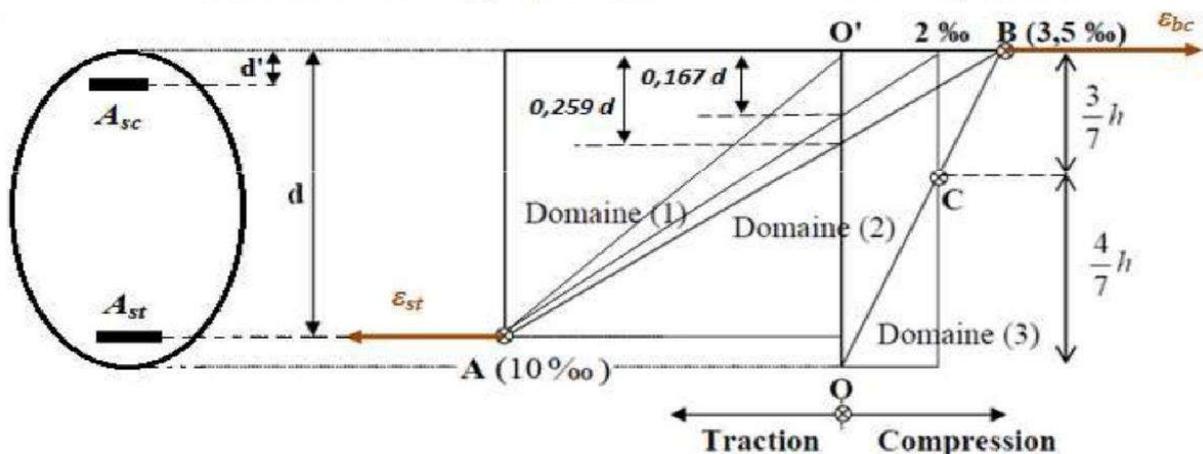
Exemple:

Pour FeE500 dans le cas général $\gamma_s=1,15$



Les domaines définis par la règle des 3 pivots sont :

- Domaine 1 $\rightarrow \mu \leq 0,186 \Leftrightarrow 0 < \alpha \leq 0,259$
- Domaine 2-a $\rightarrow 0,186 < \mu \leq \mu_1 \Leftrightarrow 0,259 < \alpha \leq \alpha_1$
- Domaine 2-b $\rightarrow \mu_1 < \mu \leq 0,48 \Leftrightarrow \alpha_1 < \alpha \leq 1$



Annexe 7 : TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"

Φ mm	Weight Kg/m	Area of Cross-Section in cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.222	.283	.566	.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.395	.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.617	.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.2	11.3
14	1.21	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.8	12.3	13.9	15.4
16	1.58	2.01	4.02	6.03	8.04	10.1	12.1	14.1	16.1	18.1	20.1
18	2.00	2.54	5.09	7.63	10.2	12.7	15.3	17.8	20.4	22.9	25.4
20	2.47	3.14	6.28	9.42	12.6	15.7	19.8	22.0	25.1	28.3	31.4
22	2.98	3.80	7.60	11.4	15.2	19.0	22.8	26.6	30.4	34.2	38.0
24	3.55	4.52	9.04	13.6	18.1	22.5	27.1	31.7	36.2	40.7	45.2
26	4.17	5.31	10.6	15.9	21.2	25.5	31.9	37.2	42.5	47.0	53.1
28	4.83	6.16	12.3	18.5	24.6	30.8	37.5	43.1	49.3	55.4	61.6
30	5.55	7.07	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.6	63.6	70.7
32	6.31	8.04	16.1	24.1	32.2	40.2	48.3	56.3	64.3	72.4	80.4
34	7.13	9.08	18.2	27.2	36.3	45.4	54.5	63.6	72.6	81.7	90.8
36	7.99	10.2	20.4	30.6	40.9	50.7	61.2	71.4	81.6	91.8	102
38	8.90	11.3	22.6	33.9	45.2	56.5	67.8	79.1	90.4	102	113