



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

-BOUREDJI issam eddine

-DAOUDI mohammed boudali

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+2) Implanté à Laghouat

Soutenu le :05/06/2024

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr DADA El Hadja B.	M A B	Présidente
Mr BENABED Benchaa	Professeur	Examineur
Mr BENADOUDA Mourad	M A B	Encadreur

Année Universitaire 2023-2024

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre gratitude envers ALLAH, qui nous a donné le courage et l'endurance nécessaires pour mener à bien ce travail modeste. Nous souhaitons également remercier toutes les personnes ayant contribué au succès de notre projet et celles qui m'ont aidé lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous adressons nos remerciements en premier lieu à notre encadrant, Monsieur BENADOUDA Mourad, enseignant en génie civil à l'université Ammar TELIDJI, pour sa patience, sa disponibilité et ses précieux conseils, qui ont enrichi notre réflexion.

Nous exprimons aussi notre gratitude à l'ensemble de l'équipe pédagogique de l'université Ammar TELIDJI ainsi qu'aux professionnels intervenants responsables de notre formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance aux personnes suivantes pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire : nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements, ainsi que Messieurs MERRAH Ahmed et BENGUIT Ammar, qui ont partagé leurs connaissances et expériences dans ce domaine



Dédicace



À ma précieuse famille

Dans les méandres de la quête du savoir, je me suis senti porté par les ailes de votre soutien indéfectible et de votre dévotion inconditionnelle. Cette dédicace, inscrite avec respect et gratitude au cœur de mon étude de mémoire universitaire, est un humble hommage à vos sacrifices, à votre amour et à votre héritage.

À ma mère, dont la douceur et la patience ont été ma lumière dans les moments sombres, je dédie ce travail. Ta présence aimante et tes encouragements ont été ma force tout au long de ce périple académique.

À mon père, gardien de nos traditions et modèle de persévérance, je rends hommage. Tes conseils avisés et ta ferme conviction en mes capacités m'ont guidé sur le chemin de la connaissance.

À toute ma famille, qui a partagé mes joies et mes peines, je vous offre cette dédicace. Votre soutien inébranlable et votre amour inconditionnel ont été mes piliers les plus solides.

Et à nos glorieux ancêtres, les Almoravides, qui ont défendu nos terres et préservé notre héritage avec bravoure, je vous honore. Votre courage et votre dévouement résonnent à travers les âges, inspirant ma quête de savoir et de justice.

Enfin, à ceux qui ont sacrifié leur vie pour la liberté et la dignité en Palestine, que Dieu ait pitié d'eux et les accueille dans Sa miséricorde éternelle.

Que cette étude de mémoire soit un humble témoignage de notre héritage, de nos valeurs et de notre engagement envers un avenir meilleur pour tous.

Avec tout mon amour et ma reconnaissance infinie,

Bouredji issam eddine



Dédicace



Je dédie cette mémoire

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. à mon père, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

A mes frères et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime.

Daoudi Mohammed Boudali

Résumé :

Ce projet présente une étude génie civile d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus 2 étages, implanté dans la wilaya d'LAGHOUAT. Cette région est classée en zone faible sismicité (zone I) selon le RPA99 version 2003.

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement auto stable (Poteau et poutre) La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (D.T.R, RPA99version2003, D.T.R, BAEL91).

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont pour but d'assurer, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de [R.P.A 99/V2003], et les différents critères.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99 , zone 1,

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة في الهندسة المدنية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي مع طابقين يقع في ولاية الأغواط، وتصنف على أنها منطقة غير زلزالية (المنطقة الأولى) وفقا لنسخة (RPA99 version 2003)،

يتم ضمان قوة المبنى من خلال نظام تقويم مستقر ذاتيا (رافدة وعمود) تم تصميم وفقا لمعايير البناء (D.T.R, RPA99version2003, D.T.R,BAEL91).

ويهدف حساب أبعاد العناصر وتسليحها الى ضمان قوة الهيكل واستقراره واقتناده مع استيفاء قواعد [R.P.A 99/V2003] ومختلف المعايير

الكلمات الرئيسية: مبنى ، خرسانة مسلحة ، ETABS ، RPA99 معدل 2003 ، BAEL91 معدل 9

Abstact

This project presents a civil engineering study of a residential building consisting of a ground floor plus 2 floors, located in the wilaya of LAGHOUAT. This region is classified as a low seismicity zone (zone I) according to the RPA99 version 2003.

The strength of the building is ensured by a self-stable bracing system (Post and beam) The design was made according to the building regulations in force (D.T.R, RPA99version2003, D.T.R, BAEL91).

The dimensioning as well as the reinforcement of the elements are intended to ensure the strength, stability and economy of the structure while satisfying the rules of [R.P.A 99 / V2003], and the various criteria.

Keywords: Building. Reinforced concrete, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99 zone 1,

TABLE DE MATIERE

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.	Caractéristique géométrique	1
I.2.	Situation de l'ouvrage.....	1
I.3.	L'ossature	1
I.4.	Description de l'ouvrage	2
I.4.1.	Les Planchers.....	2
I.4.2.	Cage d'escalier	3
I.4.3.	Maçonnerie	3
I.4.4.	Revêtement	3
I.4.5.	Acrotère	4
I.5.	Caractéristique mécanique du béton et de l'acier	4
I.5.1.	Béton	4
I.5.2.	Acier	6
I.6.	Actions et sollicitations	8
I.6.1.	Sollicitations	8
I.6.2.	Actions.....	9
I.7.	Matériaux utilisés.....	9
I.8.	Normes et règlement utilisé.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1.	Introduction	11
II.2.	Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	11
II.2.1.	Pré dimensionnement des poutres	11
II.2.1.	Pré dimensionnement des planchers	13
II.3.	Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.3.1.	La descente des charges	16
II.3.2.	Les charges appliquées sur le bâtiment.....	17
II.3.2.1	Les charges permanentes : D'après le (D.T.R B.C.2.2)	17
II.3.2.2	Charge d'exploitation : D'après le (D.T.R B.C.2.2)	20

II.4. Position des poteaux	21
I.1. Introduction.....	1
I.2. Situation de l'ouvrage.....	1
I.3. Dimensions de l'ouvrage en plan	1
I.4. Conception.....	1
I.4.1. Les Planchers.....	2
I.4.2. Maçonnerie	3
I.4.3. Revêtement	3
I.4.4. Acrotère	3
I.4.5. Cage d'escalier	4
I.5. Caractéristique mécanique du béton et de l'acier	4
I.5.1. Béton	4
I.5.1.1.Résistances mécaniques du béton.....	4
I.5.1.1.a. Résistance à la compression f_{cj}	4
I.5.1.1.b. Résistance à la traction f_{tj}	5
I.5.2. Acier	6
I.5.2.1.Caractéristique mécanique de l'acier	7
I.5.2.2.Contraintes limites d'acier.....	7
I.6. Actions et sollicitations	8
I.6.1. Sollicitations	8
I.6.1.1.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultime de résistance.....	8
I.6.1.2.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service.....	8
I.6.2. Actions.....	9
I.7. Hypothèses de calcul.....	9
I.8. Matériaux utilisés.....	9
I.9. Normes et règlement utilisé.....	9
Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	11
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres	11
II.2.1.a. Poutre principale(longitudinale)	12
II.2.1.b. Poutre secondaire(transversale).....	13

II.2.2. Pré dimensionnement des planchers	13
II.2.2.a. Plancher à corps creux.....	14
II.2.2.b. Plancher à dalle pleine	15
II.3. Evaluation des charges et surcharges	15
II.3.1. La descente des charges.....	15
II.3.2. Les charges appliquées sur le bâtiment	17
II.3.2.1. Les charges permanentes : D'après le (D.T.R B.C.2.2).....	17
II.3.2.2. Charge d'exploitation : D'après le (D.T.R B.C.2.2)	19
II.4. Position des poteaux.....	19
II.4.1. Pré dimensionnement des poteaux.....	20
II.4.1.1 Surfaces afférentes de poteau plus sollicité	21
II.4.1.2 Calcul effort normal (Nu)	22

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III. Calcul des éléments secondaires	30
III.1. Plancher à corps creux	30
III.1.1.Calcul du ferrailage des poutrelles.....	30
III.2. L'acrotère	36
III.2.1.Evaluation des charges et surcharges	36
III.2.2.Calcul des Sollicitations.....	36
III.2.4.Calcul de Ferrailage	37
III.2.4.a. Armatures longitudinales.....	38
III.2.4.b. Armatures de répartitions	39
III.3. Etude des balcons.....	41
III.3.1.Définition	41
III.3.2.Evaluation des charges et surcharges	42
III.3.3.Chargement de balcon.....	42
III.4. Les escaliers	45
III.4.1.: Définition	45
III.4.2.Les composants d'un escalier.....	45
III.4.3.Différentes formes géométriques d'escalier	46
III.4.4.Pré dimensionnement	48
III.4.5 Calcul du ferrailage	49

Chapitre IV: Etude des éléments structuraux et l'infrastructure

IV. Calcul des éléments structuraux.....	55
IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Poutres	55
IV.2.1.Ferraillage des poutres	55
IV.2.2. Vérification des armatures transversales	60
IV.3. Ferraillage des poteaux	65
IV.3.1 Calcul du poteau d'étage.....	65
IV.3.2 Calcul du poteau terrasse.....	67
IV.4. Système de fondation	69
IV.4.1.: Choix de type de fondation	69
IV.4.2.: Calcul de surface revenant à la semelle	70
IV.4.3.: Calcul des efforts revenants aux semelles isolées	71

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 : carte de zonage sismique de l'Algérie	1
Figure I.2 : plancher à corps creux	2
Figure I.3: Escalier à deux volées droites avec palier de repose.....	3
Figure I.4: acrotère.....	4
Figure I.6: diagramme des contraintes –déformations du béton à L'ELU.....	5
Figure I.7: diagramme des contraintes –déformations du béton à L'ELS	6
Figure I.8: diagramme contraintes -déformations des aciers.	8
Figure II.1 : pré dimensionnement de la poutre.....	12
Figure II.2 : plancher à corps creux.....	15
Figure II.3 : coupe transversale au niveau de plancher terrasse inaccessible	18
Figure II.4 : coupe transversale au niveau de plancher terrasse inaccessible	17
Figure II.5 : coupe transversale au niveau de plancher étage courant.....	19
Figure II.6 : plancher à dalle pleine	20
Figure II.7 : mur extérieur et intérieur	20
Figure II.8 : les poteaux.....	21
Figure II.9 : section de poteau le plus sollicité.....	22
Figure III.1 : dimensions de poutrelles	30
Figure III.2 : ferrailage des poutrelles	35
Figure III.3 : schéma statique de l'acrotère	36
Figure III.4 : ferrailage de l'acrotère	40
Figure III.5: coupe réelle d'un balcon	41
Figure III.6: vue en plan de balcon	41
Figure III.7: ferrailage de Balcon.....	44
Figure III.8 : schéma d'un escalier.....	45
Figure III.9: escaliers courants.....	46
Figure III.10: escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s).....	46
Figure III.11: escaliers balancés à quartiers tournants	47
Figure III.12: escaliers balancés à deux quarts tournants.....	47

Figure III.13: escaliers hélicoïdal	47
Figure III.14: schéma statique.....	50
Figure.III.15 : dimension d'escalier	50
Figure III 16: les moments à ELU	51
Figure III.17: les moments à ELS	51
Figure III.18: les efforts tranchants à ELU	51
Figure III.19 :Section d'escalier	51
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier	53
Figure III.21 : le moment max de poutre palière	54
Figure III.21 : le ferrailage de poutre palière.....	54
Figure IV.1 : Récapitulation de moment M_y de poutre principale 25*40 à ELU.....	56
Figure IV.2 : Récapitulation de moment M_y de poutre principale 25*40 à ELS	56
Figure IV.3 : Récapitulation de l'effort tranchant V_u de poutre principale 25*40 à ELU	57
Figure IV.5. Figure IV.5 : Le moment M_y de la poutre principale 25*35 à ELU (Autodesk robot RSAP)	61
Figure IV.6. Figure IV.6 : Le moment M_y de la poutre principale 25*35 à ELS (Autodesk robot RSAP)	61
Figure IV.7. : Figure IV.7 : L'effort tranchant V_u de la poutre principale 25*35 à ELU (Autodesk robot RSAP)	62
Figure IV.8. Le ferrailage des poutres.....	64
Figure IV.9. : Schéma de ferrailage du poteau	69
Figure IV.10. coupe d,d	70
Figure IV.11. : Vue en plan.....	70
Figure IV.12. : : le ferrailage de fondation	71

Introduction générale

Introduction générale :

La principale préoccupation d'un ingénieur civil est de concevoir et de construire une structure capable de résister à toutes les sollicitations. Pour ce faire, des règles et des normes ont été établies par les experts du bâtiment afin de réglementer le comportement des bâtiments et de protéger la vie des utilisateurs. Chaque étude de projet de construction a pour objectifs principaux la sécurité, pour assurer la stabilité, l'économie, pour maîtriser les coûts, et le confort.

Dans le cadre de ce projet, nous avons effectué les calculs pour un bâtiment d'habitation en béton armé situé dans une zone de faible activité sismique. Cette structure comprend un rez-de-chaussée et 2 étages. Le travail est organisé en quatre chapitres :

- Chapitre I : Description de la structure, définition des différents éléments et choix des matériaux utilisés.
- Chapitre II : Dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux et les poutres.
- Chapitre III : Calcul du ferrailage des éléments non structuraux (balcons, escaliers, et acrotère).
- Chapitre IV : Étude des éléments structuraux et de l'infrastructure

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Caractéristique géométrique :

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues tout ou long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie civil, notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude.

d'un maison **(R+2)** (rez-de-chaussée, plus deux étage) en béton armée.

I.2. Situation de l'ouvrage :

Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de **Laghouat** qui est classée selon les Règles Parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) en zone I.

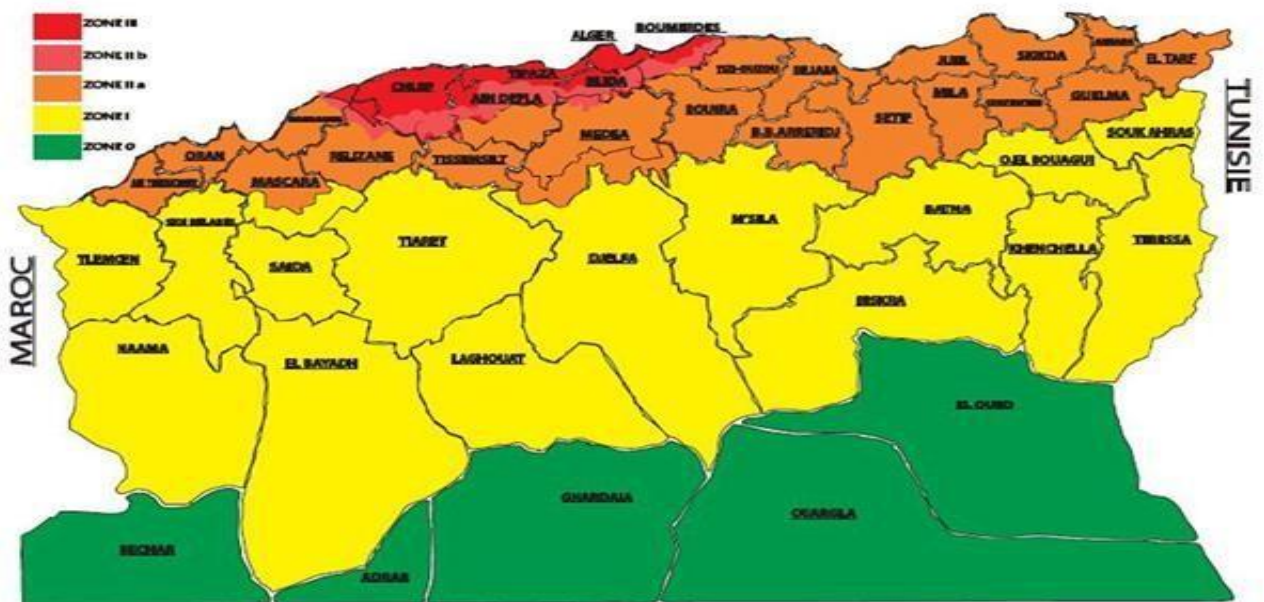


Figure I.1: carte de zonage sismique de l'Algérie

I.3. L'ossature :

Les éléments constructifs de structure sont constitués de Portiques supportant les charges verticales auto stable (poteau ; poutre)

- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou

cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques), leur usage est limité par la réglementation (RPA) :

Zone IIb et III : le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11m de hauteur

Zone IIa : le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14m de hauteur .

Zone I : le nombre de niveaux est limité à 5 ou 17m de hauteur.

I.4. Description de l'ouvrage :

Le maison, en forme rectangulaire, comporte une RDC e 2 étages .

- **Démontions en élévation :**

- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur du 1^{er} étage : 3,06 m
- Hauteur du 2eme étage : 3,06 m
- Hauteur du Acrotère : 60 cm
- Hauteur total du bâtiment : 9.78 m E

- **Demontions en plan :**

- La Largeur totale du bâtiment est de : 11,50 m
- La longueur totale du bâtiment est de : 17,51m

I.4.1 .Les planchers :

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi.

- **Plancher a corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 cm) en béton armé.



Figure I.2: Plancher à corps creux.

I.4.2 .Cage d'escalier :

L'escalier est droit composé de deux volées et un palier de repos

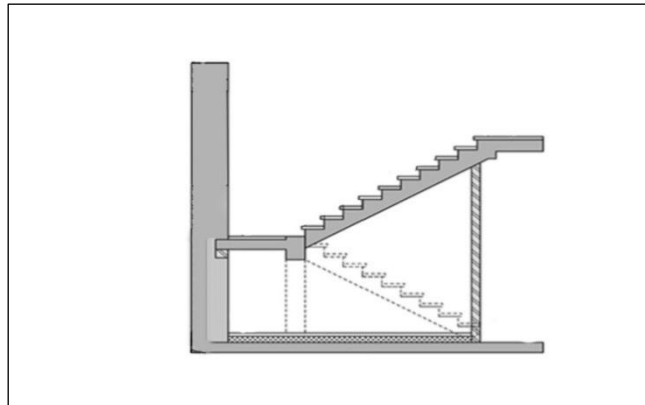


Figure I.3 : Escalier à deux volées droites avec palier de repos.

I.4.3 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : cloison de séparation de 15 cm.



Figure I.3 : Brique creuse

I.4.4 Revêtement :

Le revêtement de la construction est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;

- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.5 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère 40cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.



Figure I.4: Acrotère

I.5. Caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier :

I.5.1 Béton :

Le béton est un mélange composé de : Ciment, eau, air, granulats, Ce mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400 kg de sable $C_g < 5(\text{mm})$.
- 800 kg de gravillons 8/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.
- La masse volumique de béton armé est de 2.50 t/m^3 .
- Poids volumique du béton : Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

a) Résistances mécaniques du béton :

. Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} ») déterminée par essai sur éprouvettes de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur. Le béton est défini par

Résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (kg/m^3) elle est notée :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Résistance à la traction f_{tj} :

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

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

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

avec : $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$

Pour $j=28 \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

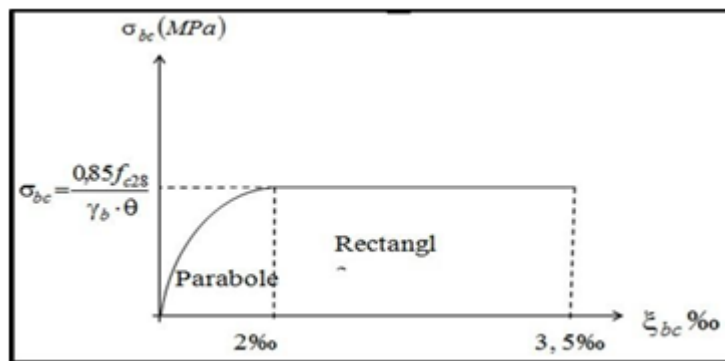


Figure I.6 : Diagramme des contraintes –déformations du béton à L'ELU

• Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service en compression du béton est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Avec
: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$. Alors $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

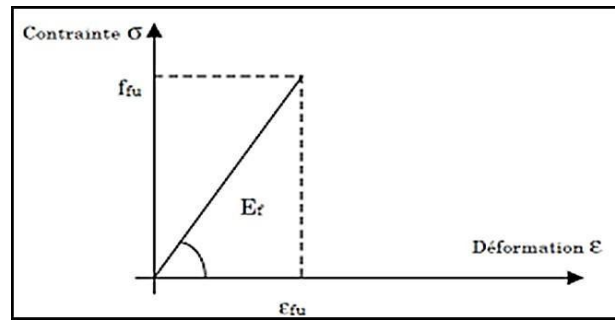


Figure I.7 : Diagramme des contraintes –déformations du béton à L’ELS

• **Coefficient de poisson : [A-2-1-3] C.B. A93 :**

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $r \leq \bar{r}$; $r_u = V_u / b_0 \times d$

Avec : V_u : L’effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de la section.

d : Hauteur utile de la poutre. On vérifie par suite que :

– Si la fissuration est peu nuisible :

$$r_u \leq \min [0.2 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3.33 \text{ Mpa } \gamma_b \rightarrow$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$r_u \leq [0.15 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] \gamma_b$$

• **Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d’application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 ; f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1 E_{ij} \rightarrow E_{vj} = 10721.40 \text{ MPA}$$

Acier (BAEL91.art.A.2.2) :

L’acier est un alliage métallique constitué d’au moins de deux éléments : le fer et le carbone. Leur rôle est d’absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d’aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité F_{er} (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Contraintes limite d'acier :

a. ELU :

$$\sigma_{st} = f_e \gamma_s$$

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité d'acier.

$\gamma_s = \{ 1.15 \text{ en cas de situation durable ou transitoire. } 1.00 \text{ en cas situation accidentelle}$

b. ELS :

Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma = \min [2 f ; 110 \times \sqrt{\eta f}] \text{ [MPa]}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma = \min [1 f ; 90 \times \sqrt{\eta f}] \text{ [MPa]}$

$$\eta = E_s E_b$$

Avec :

η coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.6$ pour les aciers a haute adhérence (HA)

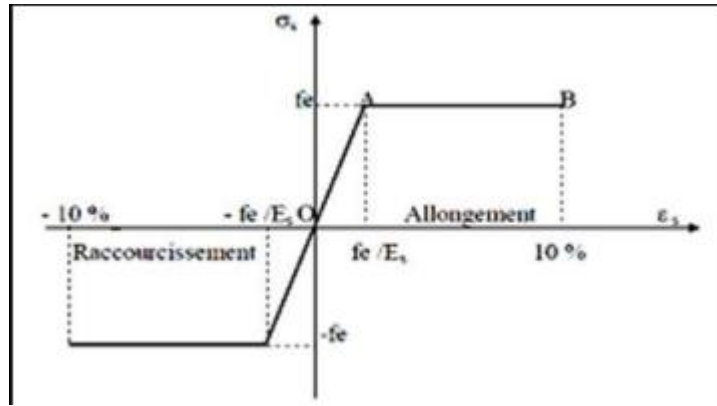


Figure I.8 : Diagramme contraintes -déformations des aciers

I.6. Actions et Sollicitations :

I.6.1. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée

Sollicitations de calcul vis –à –vis des états limites ultime de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

Combinaisons fondamentales :

Lors de situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$SD = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_i \times Q_i + \sum 1.3 \times \Psi Q_i \times Q_i$$

Avec :

$G_{\max}$: l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$: l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma Q_i = 1.5$ dans le cas général.

$\Psi Q_i = 0.3 \div 0.6$

Sollicitation de calcul vis –à –vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

I.6.2. Actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

Hypothèses de calcul « béton » :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

E.L.U :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple
- Les règles des trois pivots sont consistées à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C. E.L.S :
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $b_s \eta = E_s$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$. E_b

I.7. Matériaux utilisés :

Les matériaux essentiels utilisés pour la construction de cet ouvrage est le béton armé ; constitué de béton et l'acier.

I.8. Normes et règlement utilisé :

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

- a) Règlement parasismique Algérien : « **RPA-99, version 2003** »
- b) Béton armé aux états limites : « **BAEL-91** »
- c) Document technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation): «**DTRC 2-4.7** »

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25MPa
	La résistance à la traction du béton :	2.1 MPa
	Contrainte limite à l'ELU :	
	1/situation durable :	14.2MPa
	2/situation accidentelle :	18.5MPa
	Contrainte limite à l'ELS :	15MPa
	Module de déformation longitudinale Instantanée E_{ij} :	
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :	32164.195 MPa 10818.865 MPa
Acier	Limite d'élasticité f_e	400MPa
	Module d'élasticité	$2.1 \cdot 10^5$ MPa
	Contrainte de calcul à l'ELU :	
	1/situation accidentelle :	400MPa
	2/situation courante :	348MPa
	Contrainte à l'ELS : fissuration peu préjudiciable :	400 MPa
	-fissuration préjudiciable	201.63 MPa
	-Fissuration très préjudiciable	164.97MPa

Chapitre II :

Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL91** Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement. Nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les poutres ;
- Les planchers ;
- Les poteaux.

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres se sont des éléments horizontaux de section rectangulaire ou carré, dont le rôle est de supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux (poteaux), les sections des poutres (principales et secondaires), doivent satisfaire aux conditions suivantes : [Critère de rigidité, Condition du **R.P.A 99/2003** Critère de résistance].

Les dimensions des poutres sont désignées par les notations suivantes :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : La portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

Critère de rigidité :

La hauteur (h) d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

[Règle de B.A.E.L91].

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

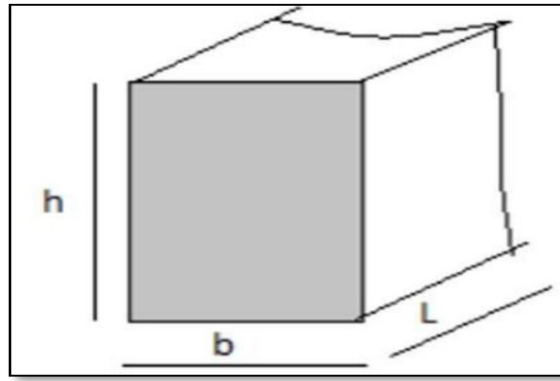


Figure II.1 : pré dimensionnement de la poutre.

- Conditions du R.P.A 99 :

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ (cm)}$$

$$h \geq 30 \text{ (cm)}$$

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

a) Poutre principale (longitudinale) :

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

Avec :

$L_{\max}$: longueur libre entre axe d'appuis ;

h : hauteur totale de la poutre.

Type 01 :

$$L_{\max} = 585 \text{ [cm]}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{585}{15} \leq h \leq \frac{585}{10} \Rightarrow 39 \leq h \leq 58,5 \quad ; h = 40 \text{ [cm]}$$

La largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \quad ; b = 25 \text{ [cm]}$$

- Conditions du R.P.A 99 :

$$b \geq 20 \text{ (cm)} \Rightarrow 30 > 20 \rightarrow C. V$$

$$h \geq 30 \text{ (cm)} \Rightarrow 40 > 30 \rightarrow C. V$$

$$\left\{ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.6 < 4 \rightarrow C. V \right.$$

Poutre secondaire (transversale) :**Type 01 :**

$$L_{\max} = 450 \text{ [cm]}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46 \quad ; h = 35 \text{ [cm]}$$

La largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \quad ; b = 25 \text{ [cm]}$$

- Conditions du R.P.A 99 :

$$b \geq 20 \text{ (cm)} \Rightarrow 25 > 20 \rightarrow C. V$$

$$h \geq 30 \text{ (cm)} \Rightarrow 35 > 30 \rightarrow C. V$$

$$\left\{ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.4 < 4 \rightarrow C. V \right. \quad \text{Alors :}$$

Tableau II.1 : Sections des poutres.

Sens	Section (cm x cm)
Poutre principale	25 × 40
Poutre secondaire	25 × 35

II.2.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un espace entre deux niveaux qui transfère les charges et les surcharges directement aux éléments porteurs, tout en garantissant des fonctions de confort telles que l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux supérieurs. Souvent, l'épaisseur des planchers est influencée par les conditions d'utilisation plutôt que par

les vérifications de résistance. De plus, on déduit l'épaisseur des planchers en se basant sur les critères suivants :

1. Condition de résistance au feu :

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

2. Isolation phonique :

Pour une bonne isolation acoustique, il est nécessaire que l'épaisseur du plancher soit supérieure ou égale à 13cm, conformément aux règles **BAEL91**.

Les planchers utilisés dans ce projet sont de deux types :

Les planchers à corps creux sont utilisés entre les étages courants.

- **Le sol du rez-de-chaussée (console) : les planchers à dalle pleine sont utilisés.**

Plancher à corps creux :

Les poutrelles installées entre le coffrage forment le plancher à corps creux, ces deux éléments sont entourés d'une chape de béton qui forme la dalle de compression.

Les planchers à corps creux sont choisis pour les raisons suivantes :

(économiques et pratiques. offre une excellente isolation thermique et acoustique, ainsi qu'une réalisation facile... etc.).

On évalue l'épaisseur du sol en se basant sur la rigidité selon la règle (**BAEL91/7.6.8,424**).

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20} \quad ; \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur totale du plancher.

L_{max} : la poutre maximale de la poutrelle entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 460 [cm] \Rightarrow 4.60[m].$$

$$\text{Donc : } \frac{460}{25} \leq ht \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 18.4 \leq ht \leq 23$$

$$ht \geq \frac{460}{22,5}$$

$ht \geq 20$ On prend : $ht = 20[\text{cm}]$

Le plancher à corps creux sera constitué d'hourdis d'épaisseur 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

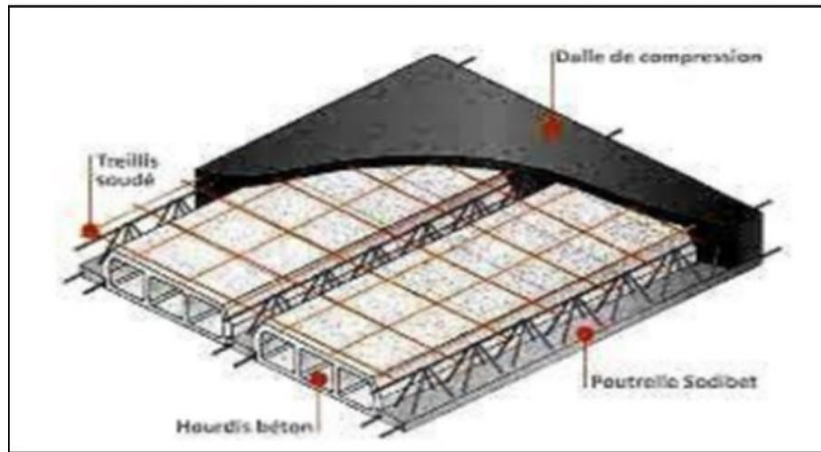


Figure II.2: plancher à corps creux

Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par-rapport aux autres dimensions. On opte pour le plancher du (Rez-de-chaussée), une dalle pleine à poutres apparentes qui résistent mieux aux effets des efforts horizontaux.

Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \text{Dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{Donc } \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{460}{50} \leq e \leq \frac{460}{40} \Rightarrow 9.2 \leq e \leq 11.5$$

On adopte : $e = 10 \text{ (cm)}$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend l'épaisseur de la dalle pleine est : $e = 15[\text{cm}]$

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1 La Descente des charges :

L'objectif de la descente des charges est de déterminer le niveau de sollicitation à chaque étage d'un ouvrage, depuis le dernier étage jusqu'à la base de la construction. Rôle d'évacuation des charges

- Analyse des tensions (G et Q), en se référant aux (poteaux,.... etc.).
- Contrôle de la partie des éléments de transport.

- Hypothèse :

Dans le cas des constructions, on admet souvent que les charges permanentes et surcharges d'exploitations sont uniformément réparties par mètre carré de surface.

Ainsi la charge permanente ainsi que les surcharges d'exploitations sont exprimées en kN/m^2

1/- Les charges sont appliquées en premier plancher.

2/- Le plancher s'appuyant sur son pourtour sur des poutres transmet à ces dernières les charges et surcharges qui lui sont appliquée.

3/- A leur tour les poutres s'appuyant sur les porteurs verticaux (Poteaux et murs) ici les poteaux transmettent à ces derniers une charge concentrée (effort normale de compression).

4/- Les poteaux sont ainsi amenés à collecter les charges transmis par les différents étages, pour les transmettre à leur tour aux fondations

En notant :

G_{terrasse} : Charge permanente au niveau de la terrasse

Q_{terrasse} : Surcharge d'exploitation au niveau de la terrasse

G_{EC} : Charge permanente au niveau des étages courants.

G_{EC} : Surcharge d'exploitation au niveau des étages courants.

n : nombre de niveaux

L'effort normal revenant à un poteau i au niveau j est donné comme suit :

- : $N_{G, terrasse} = G_{terrasse} \times S_{pi}$ $N_{Q, terrasse} = Q_{terrasse} \times S_{pi}$
- $N_{G, EC} = G_{EC} \times S_{pi}$ $N_{Q, EC} = Q_{EC} \times S_{pi}$

Souvent on est intéressé par la valeur l'effort normal au niveau RDC dans ce cas on écrit (toujours pour le poteau P) :

Charges permanentes : $N_{G.RDC}^{PI} = N_{G.terrasse}^{PI} + \sum_{n-1}^{RDC} N_{GEC}^{PI}$

Surcharges d'exploitation : $N_{Q.RDC}^{PI} = N_{Q.terrasse}^{PI} + \sum_{n-1}^{RDC} N_{QEC}^{PI}$

Combinaisons de charges :

A l'état limite ultime l'effort normal sollicitant un poteau est donné comme suit :

$$N_{ultime} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q.$$

Calculé bien sûr en chaque niveau et pour chaque poteau.

II.3.2 Les charges appliquées sur le bâtiment :

II.3.2.1 Les charges permanentes : D'après le (D.T.R.B.C.2.2)

Avec :

e : l'épaisseur.

ρ : Masse volumique [kg/m^3].

G : poids par 1 [m^2] [kg/m^2], sont déterminées partir de (D.T.R.B.C.2.2).

a) Plancher terrasse inaccessible :

Les différentes couches et leurs poids sont donnés dans le tableau suivant :

N°	Composants	e (m)	Poids volumiques (ρ) [KN/m ³]	G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	10	0.50
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Protection de l'étanchéité par papier kraft	/	0.5	0.50
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Isolation thermique	/		0.20
6	Film par vapeur	0.02	10	0.20
7	Filme polyane	/	0.05	0.05
8	Dalle en corps creux (16+4)	/	2.85	2.85
9	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
	Charge totale			G=6.95

Tableau II.2 : charges de plancher terrasse

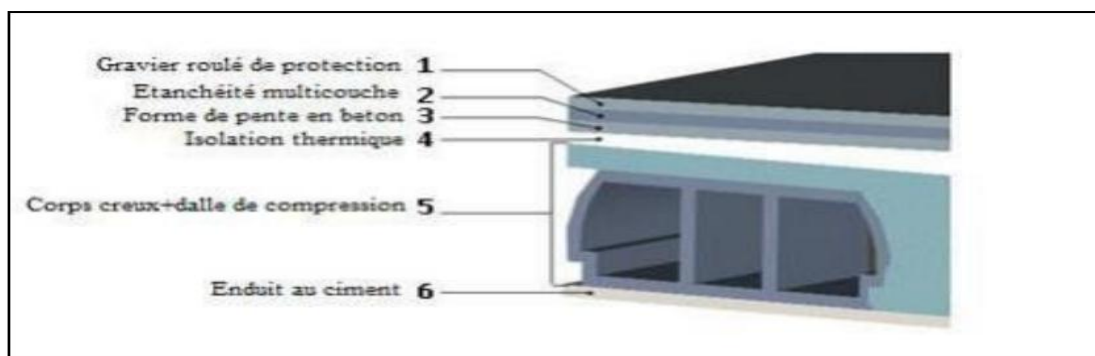
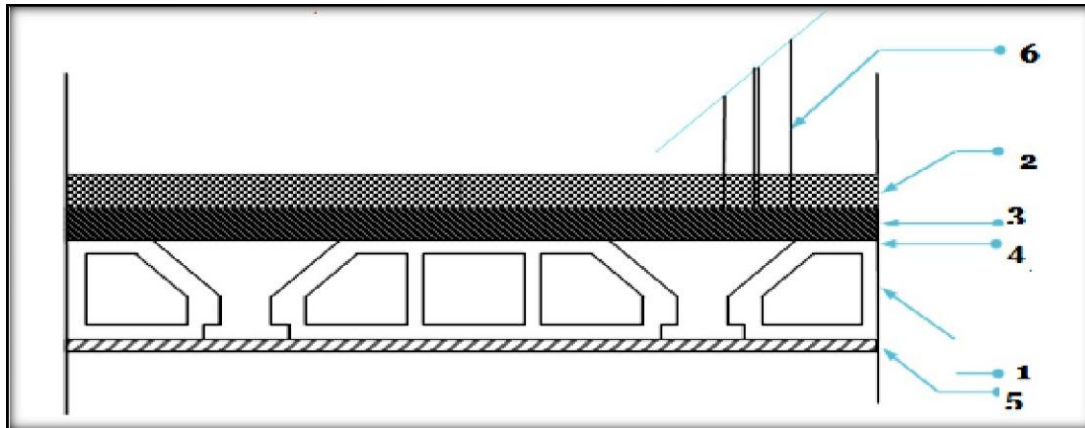


Figure II.3 : coupe transversale au niveau de plancher terrasse inaccessible.

b) Plancher étage courant (habitation) :

N°	Composants	e(m)	Poids volumiques (ρ) [KN/m ³]	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.05	15	0.75
4	Cloison légère	/	0.75	0.75

5	Isolation phonique	/	0.10	0.10
6	Plancher (16+4)	/	2.80	2.80
7	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
	Charge totale			G=5.53

Tableau II.3 : charges plancher étage courant**Figure II.5 : coupe transversale au niveau de plancher étage courant.****c) Plancher dalle pleine :****Tableau II.4 : charges de plancher à dalle pleine.**

N°	Composants	e (m)	Poids volumiques (ρ) [KN/m ³]	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.05	15	0.75
4	Cloison légère	/	0.75	0.75
5	Isolation phonique	/	0.10	0.10
6	Dalle pleine	0.25	25	6.25
7	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
	Charge totale			G=8.93 KN/m²

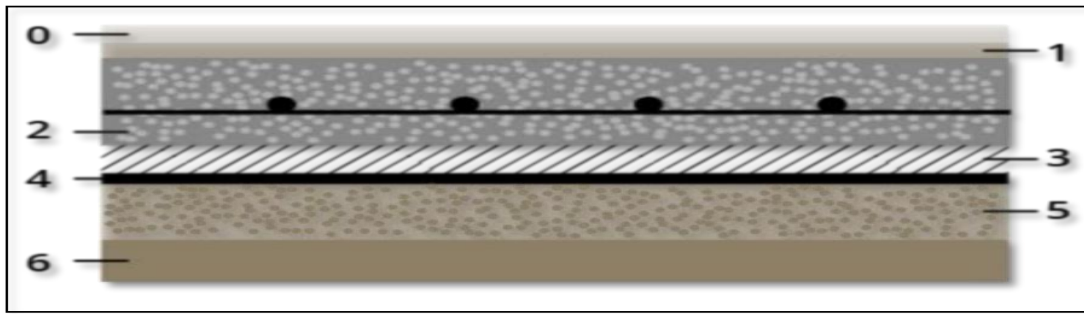


Figure II.6: plancher à dalle pleine

d) Maisonier

Tableau II.5 : charge permanente du mur

Composants	e (m)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	/	0.18
Briques creuse (10+15)	/	3.35
Enduit en plâtre	/	0.24
Charge totale		G=3.77KN/m²

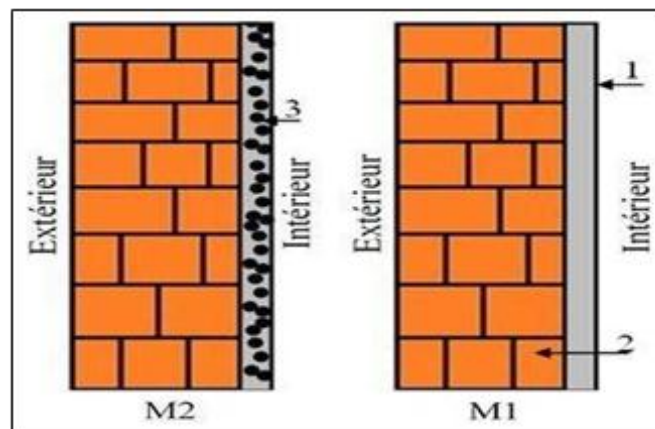


Figure II.7 :Mur extérieur et intérieur.

II.3.2.2 Charge d'exploitation : D'après le (D.T.R B.C.2.2)

- Plancher terrasse inaccessible →→[1 kN/m²].
- Plancher terrasse accessible →→[1.5 kN/m²].
- Plancher étage courant (habitation)→→[1.5 kN/m²].

II.4. Position des poteaux :

Un plan de structure commence par une bonne disposition des poteaux. On à 4 principes pour bien disposer les poteaux :

- Placer à l'intersection des murs.
- Placer les poteaux dans l'alignement des autres poteaux (forme de maille ou trames)
- Placer les poteaux au niveau différent distance.
- Les dimensions des poutres et poteaux variant par la distance

Remarque :

On efface les poteaux dans la terrasse par ce qu'est inaccessible et ajouter un poteau à l'entrée par ce que la portée de la poutre est dépassé 1 ml.

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99) pour un poteau en Zone I qui est de 25 x 25 cm².

a) Pré-dimensionnées des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : [art, 7.4.1, RPA99 « version 2003 »].

$$\min(bt, ht) \geq 25 \text{ cm (Zone I)}.$$

$$\{ \min(bt, ht) \geq h_e/20. 1/4 \leq ht/bt \leq 4.$$

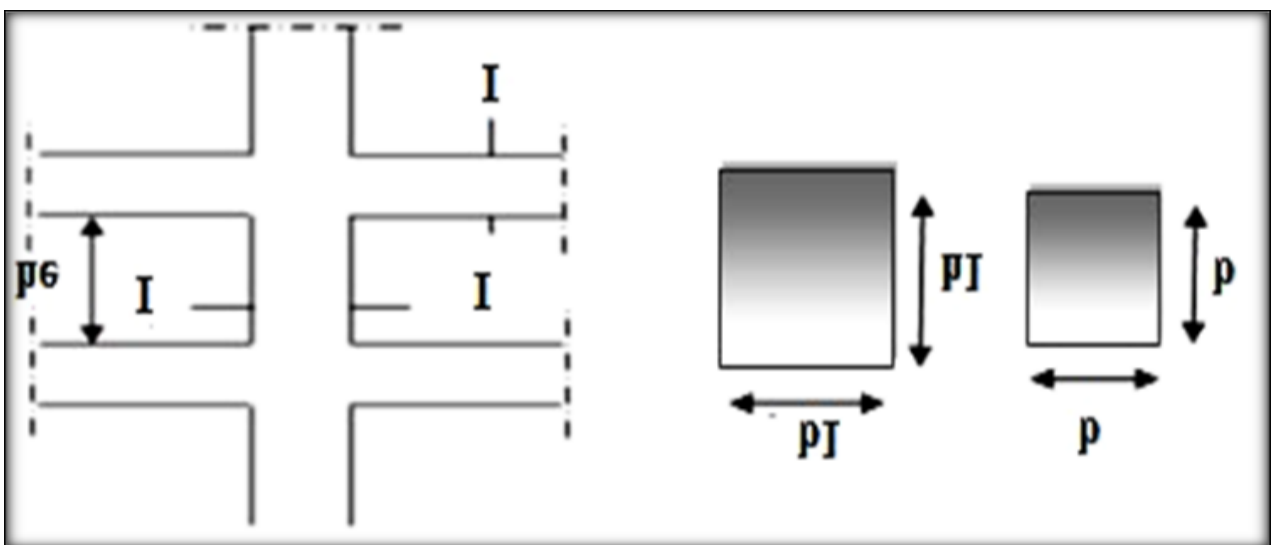


Figure II.8 : les poteaux.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ($1.35G+1.5Q$).

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité

- **Vérification des conditions de R.P.A 99V2003**

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 25\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} \Rightarrow a = 20(\text{cm}) \geq 15.3(\text{cm}) \rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \text{ cm} \leq 1 \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \text{C. V}$$

b) Surfaces afférentes de poteau plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage, le poteau intermédiaire voisin de la rive (le plus chargé) qui supporte des charges réparties sur surface (S).

c) Calcul surface afférentes :

$$S = (1.55 \times 2.1) + (1.55 \times 1.025) + (1.55 \times 2.1) + (1.545 \times 1.025) = 9.68 \text{ m}^2$$

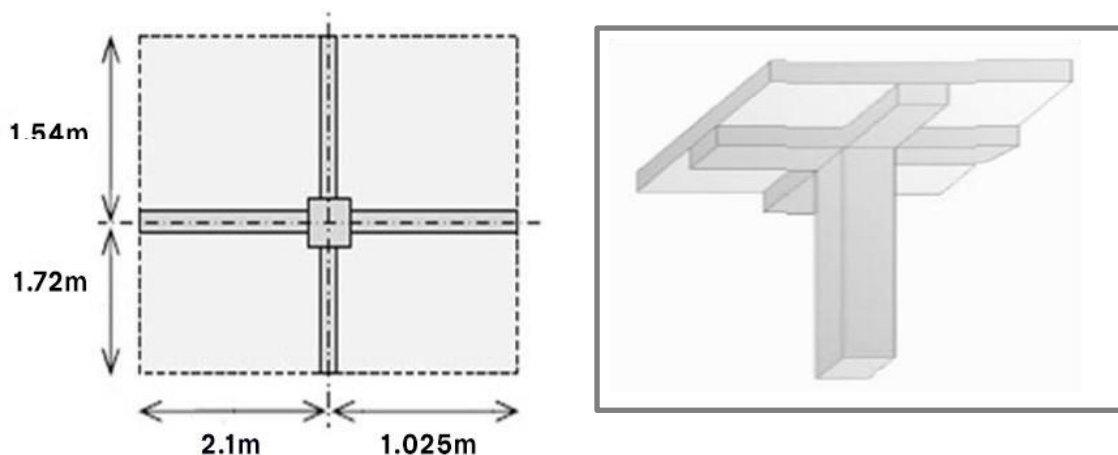


Figure II.9 : section de poteau le plus sollicité

- **Détermination du NG :**

La charge permanente de la structure NG est déterminée par la formule suivante :

$$NG = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + n + 1 \times P_{\text{poteau}} \quad \text{Où ;}$$

$$G_{\text{niveau-terrasse}} = G_{\text{plancher-terrasse}} \times S + (P_{\text{poutre-porteuse}} + p_{\text{poutre-non porteuse}})$$

$$G_{\text{niveau-courant}} = G_{\text{plancher-courant}} \times S + (P_{\text{poutre-porteuse}} + p_{\text{poutre-non porteuse}})$$

Tel que : n : Nombre de niveaux courants

P : Poids propre

- **Détermination du NQ :**

La loi de dégression verticale ci-dessous permet de réduire les surcharges verticales pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement de plus de cinq étages. Cette dégression verticale n'est pas cumulée avec les réductions pour grande surface mentionnées précédemment.

.Loi de dégression :

Soit S_0 la surcharge appliquée au toit ou à la terrasse de couverture.

- Soit S_i la surcharge appliquée à l'étage numéro i ; les étages étant numérotés de haut en bas.

On calcule :

$\sum_i$: surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n^o .

Le schéma ci-après $\sum_i$ dans le cas où les surcharges S_i sont différents et dans le cas où elles sont toutes égales à la même valeur.

Tableau II.6 : descente des charges de poteaux

Schémas de principe Structure d'un bâtiment		
Surcharges S_i différentes	S_0	Surcharges S_i identiques
$\sum_0 = S_0$	S_1	$\sum_0 = S_0$
$\sum_1 = S_0 + S_1$	S_2	$\sum_1 = S_0 + S$
$\sum_2 = S_0 + 0,95(S_1 + S_2)$	S_3	$\sum_2 = S_0 + 1,9S$
$\sum_3 = S_0 + 0,9(S_1 + S_2 + S_3)$	S_4	$\sum_3 = S_0 + 2,7S$
$\sum_4 = S_0 + 0,85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$		$\sum_4 = S_0 + 3,4S$
	S_n	
$\sum_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n S_i \quad n \geq 5$		$\sum_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} S \quad n \geq 5$

admettant la discontinuité des travées doivent être augmentées dans les bâtiments avec des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux :

- Une augmentation de 15% pour les poteaux centraux pour les bâtiments à deux travées.
- Une réduction de 10% pour les poteaux intermédiaires situés à proximité des poteaux de rive dans les bâtiments avec au moins trois travées incluses.

Calcul effort normal (Nu) :

D'après le BAEL91, l'effort normal ultime Nu agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u < \alpha \left(\beta \frac{f_{c28}}{0.90} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : B_r : Section réduite du poteau (en cm^2) :

$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$ Pour une section rectangulaire.

$B_r = (a - 2\text{cm})^2$ Pour une section carrée.

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Contrainte caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 25[\text{MPa}]$.

F_{eE400} : limité d'élasticité $\rightarrow F_e = 400[\text{MPa}]$.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_s = 1.15$ (cas général).

γ_b : coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_b = 1.5$ (cas général).

f_{bc} : contrainte du béton en compression $\rightarrow f_{bc} = 14.17[\text{MPa}]$

α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2} \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \right.$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = \frac{0.85}{1500}$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours. Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10). Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec l_f : Longueur de flambement

D'après le **BAEL91**, Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur $l_f = 0.7l_0$ Avec l_0 : Hauteur libre du poteau. D'après le **BAEL91**, La longueur libre L_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

- **i : Rayon de giration.**

$$\text{Tel que : } i = \frac{\sqrt{I}}{B}$$

I : est le Moment d'inertie de la section et B est l'air de la section du béton

$$\text{Pour une section rectangulaire } b \times h \text{ (} b \geq h \text{)} : \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

La descente de charges sur un poteau avec $S = 9.68 \text{ [m}^2\text{]}$

Tableau II.7 : résultats Descente des charges des poteaux

Niveaux	Descente des charges	G	Q
Sous étage 1 (RDC)	Sous RDC	$(5.53 \times 9.68) = 53.53$	
	Poids propre de poutre principale 01	$(0.4 \times 0.25 \times 25 \times 5.85) = 14.62$	
	Poids propre de poutre Secondaire 01	$(0.35 \times 0.25 \times 25 \times 4.6) = 10.06$	$(1.5 \times 9.86) = 14.52$
	Σ	78.21	14.52
Sous étage 2 (étage 1)	sous étage 1	$(5.53 \times 9.68) = 53.53$	
	Poids propre de poutre principale 01	$(0.4 \times 0.25 \times 25 \times 5.85) = 14.62$	
	Poids propre de poutre secondaire 01	$(0.35 \times 0.25 \times 25 \times 4.6) = 10.06$	$(1.5 \times 9.68) = 14.52$
	Σ	78.21	14.52
Sous terrasse (étage 2)	sous étage 2	$(6.95 \times 9.68) = 67.36$	
	Poids propre de poutre principale 01	$(0.4 \times 0.25 \times 25 \times 5.85) = 14.62$	
	Poids propre de poutre secondaire 01	$(0.35 \times 0.25 \times 25 \times 4.6) = 10.06$	$(1 \times 9.68) = 9.68$
	Σ	92.03	9.68
	Poids propre de poteaux	$(0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06) = 4.78$	
	Σ	248.57	38.72

Calcul de l'effort normal (N_u) :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 248.57 + 1.5 \times 38.72$$

$$N_u = 393.46 \text{ KN}$$

b) Vérification des poteaux au flambement :**Calcul de l'élancement (λ) :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7l_0 \text{ (articulé-encastéré)}$$

$$l_0 = 3.06 [m] \Rightarrow 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$I_x = I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.25^3}{12} = 3.25 \times 10^{-4} [m^4]$$

Rayon de giration $i_x; i_y$

$$A = [a \times b] \text{ (Section du poteau)} \quad A = 0.0625 [m^2].$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{-4}}{0.0625}} = 0.072 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times l_0 \text{ (Cas générale).}$$

$$l_0 = 3.06 [m]$$

$$L_f = 2.142 [m]$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2.124}{0.072} \Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 29.75 < 50 \rightarrow \text{Le flambement est vérifié}$$

Pour $\lambda \leq 50$

$$\left\{ \alpha = \frac{0.85}{1+0.2} \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \right.$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right) \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{29.75^2}{35} \right), \beta = 1.14$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{\beta} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1.14} \alpha = 0.75$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\frac{\alpha}{1.1} = \frac{0.75}{1.1} \rightarrow \alpha = 0.70$$

c) La section réduite du poteau est déterminée par l'expression suivante:

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_{fe}}{B_r \gamma_s}}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A/B_r = 1\%$, soit :

Calcul section réduite :

On démontre la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \theta \delta b} + A \frac{f_{e}}{\gamma_s} \right)$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 0.7 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \frac{400}{1.15} \right)$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 15.39$$

$$\text{Alors : } B_r \geq \frac{N_u}{15.39}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{15.39} \rightarrow B_r \geq \frac{393.46 \times 10^3}{15.39}$$

$$B_r \geq 0.01645 \text{ m}^2 \Rightarrow 164.5 \text{ cm}^2$$

$Br = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$ Pour une section rectangulaire [cm^2] on prend : $a = b$.

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0.02 \Rightarrow a \geq \sqrt{0.0193} + 0.02 \Rightarrow a \geq 0.16\text{m}$$

Donc on prend : $a = b = 25 [\text{cm}]$.

$$Br = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$$

$$Br = (0.25 - 0.02) \times (0.25 - 0.02), Br = 0.0529 \text{ cm}^2$$

D'après le calcul de La section réduite du poteau, nous avons remarqué que les dimensions obtenues sont inférieures aux dimensions imposées, donc la condition est vérifiée

Chapitre III :
Calcul des éléments
Secondaires

Les composants non structuraux désignent des éléments qui ne jouent pas un rôle de support ou de contreventement, tels que les murs extérieurs, les cloisons, les poutres, les escaliers, les balcons, les acrotères, etc.

III.1. Plancher à corps creux :

III.1.1. Calcul du ferrailage des poutrelles :

Les moments maximaux en travée ont tendance à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, ce qui entraîne une disposition des armatures longitudinales en bas afin de reprendre l'effort de traction. En raison de la résistance limitée du béton à la traction, le calcul du ferrailage des poutrelles utilise le cas le plus défavorable. Les poutrelles se présentent sous la forme de sections en T, dont les dimensions sont données comme suit :

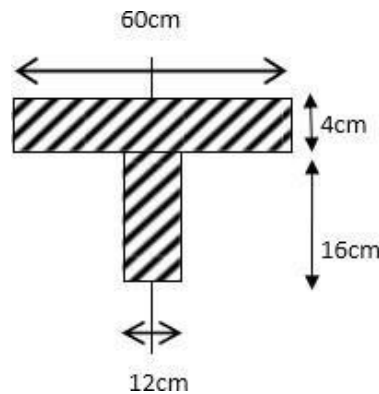


Figure III.1 : dimensions de poutrelles

Donné :

- Largeur de la poutrelle $b = 60$ [cm].
- Largeur de la $b_0 = 12$ [cm].
- La hauteur de la section $h_t = 20$ [cm].
- L'épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ [cm].
- Contrainte des aciers utilisés $F_e = 400$ [MPa].
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ [MPa].
- Contrainte limite de traction du béton à 28 jours $f_{t28} = 2.1$ [MPa].
- Fissuration peu préjudiciable.

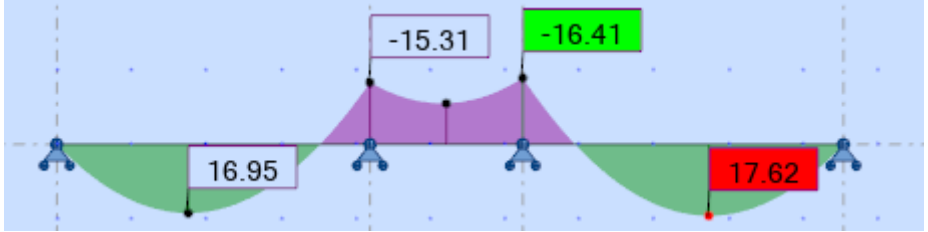
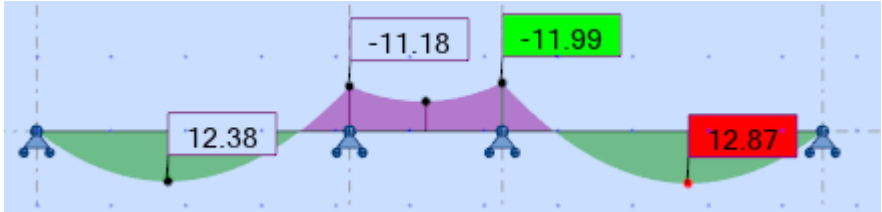
Type de poutrelles	Cas	Moments/ Efforts tranchants	Diagramme
Type 01	ELU	$M_t = 17.62$ KN.m	
		$M_a = 16.41$ KN.m	
		$V_u = 26.50$ KN	
	ELS	$M_t = 12.87$ KN.m	
		$M_a = 11.99$ KN.m	

Tableau III.1 : récapitulation des résultats des résultats des poutrelles (Autodesk robot RSAP)

➤ **Plancher Terrasse :**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{a\max} = 16.41 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 17.62 \text{ KN.m} \\ T_{t\max} = 26.50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a) Calcul des armatures longitudinales à ELU :

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

Dans l'étude d'une section en (T) il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure, on calcule le moment équilibré par la table (M_t). Soit (M_t), le moment de la table

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \left(\frac{d-h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14.17 \times \left(\frac{17.5-4}{2} \right)$$

$$M_t = 22.95 \text{ [kN.m]}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en (T) sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension

$$(b \times ht) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$M_{travée} = 17.62 \text{ (KN.m)}$$

- **Vérification de l'existence d'armature comprimée :**

❖ **En travée:**

$$M_t = 17.62 \text{ (kN.m)}.$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17.62 \times 10^3}{14.17 \times (17.5)^2 \cdot 60} = 0.0677$$

Tableau06 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0877$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.964$$

$$\alpha = 0.0877 ; \beta = 0.964$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.62 \times 10^3}{0.964 \times 17.5 \times 348} = 2.993 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 60 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 1.27 [\text{cm}^2]$$

$$A = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.27, 2.993) = 2.993 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Choix : } 1T10 + 2T12 = 3.05 [\text{cm}^2]$$

❖ **En appui :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b \times ht) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$M_{appui} = 16.41 \text{ (KN.m)}.$$

- **Vérification de l'existence d'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_{appui}}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16.41 \times 10^3}{14.17 \times (17.5)^2 \cdot 60} = 0.063$$

$$\alpha = 0.081$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.967$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.41 \times 10^3}{0.967 \times 17.5 \times 348} = 2.777 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 12 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 0.25 [\text{cm}^2]$$

$$A = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(0.25, 2.777) = 2.777 [\text{cm}^2]$$

Choix : 1T10 + 2T12 = 3.05 [cm²]

b) Vérification à ELS:

❖ **En travée :**

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_{st} .

- Section rectangulaire.
- Flexion simple.
- Acier FeE 400.

Si cette inégalité est vérifiée donc la vérification de σ_{st} , n'est pas nécessaire :

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$$\rightarrow si : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \gamma = \frac{17.62}{12.87} = 1.369$$

$$\alpha = 0.087 < 0.44 \rightarrow C.V \rightarrow ELSCB \text{ OK}$$

❖ En appui

$$\gamma = \frac{16.41}{11.99} = 1.369$$

$$\alpha = 0.081 < 0.44 \rightarrow C.V \rightarrow ELSCB OK$$

c) Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 26.50$ [KN].

$$r_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{26.50 \times 10^3}{120 \times 175} = 1.261 \text{ (KN)}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$r_u \leq \bar{r} = \min \left(0.20 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$r_u \leq r = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 (\text{MPa})$$

$$r_u = 1.261 (\text{MPa}) \leq 3.33 (\text{MPa}) \rightarrow C.V$$

d) Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t \right) (\text{mm})$$

Avec :

- h_t : hauteur totale de la poutrelle.
- ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.
- b_0 : largeur de lame de la nervure

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

$$\phi_t \leq \min (5.71 ; 12 ; 10) (\text{mm})$$

On adopte :

$\phi_t = 6$ (mm) Avec une nuance d'acier FeE 400

$$\text{On a : } A_t = n \times \frac{\phi_t^2 \pi}{4} = 2 \times \frac{0.6^2 \times 3.14}{4} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ Choix : } \phi 6$$

e) Calcul des espacements des armatures transversales : [D'après le B.A.E.L91]

On a :

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Alors : $\alpha = 90^\circ$

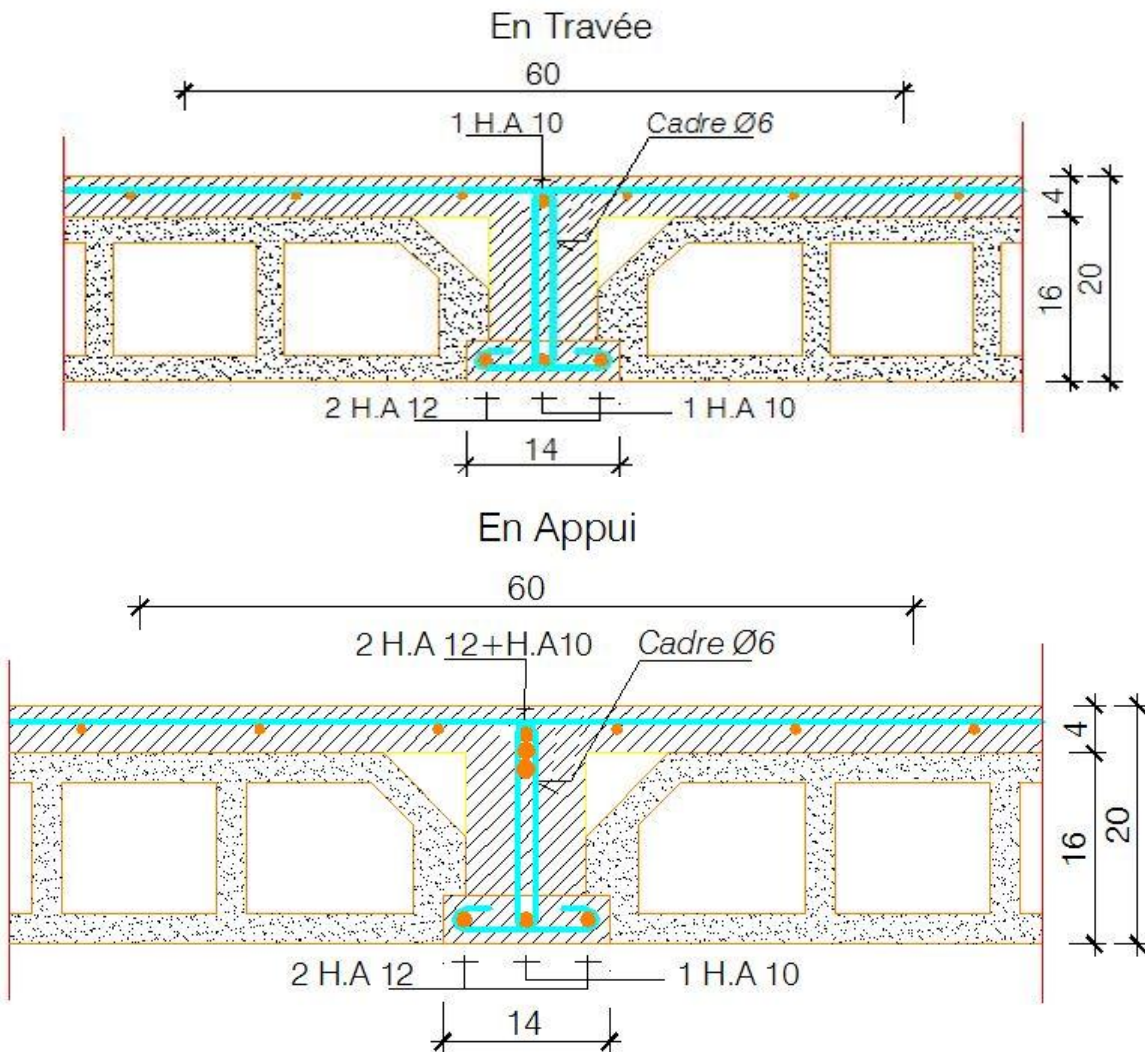
Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_o \times y_s (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{1 \times 0.8 \times 235}{12 (1.261 - 0.3 \times 2.1)} \rightarrow \delta_{t1} \leq 24.82 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d ; 40) \rightarrow \delta_{t2} \leq \min(15.75 ; 40) \rightarrow \delta_{t2} \leq 15.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{b_o \cdot \sin \alpha \times 0.4} \rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{1 \times 235}{12 \times 1 \times 0.4} \rightarrow \delta_{t3} \leq 48.96 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min[\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}] \Rightarrow \min[24.82; 15.75; 48.96]$$

On adopte : $\delta_t = 15 [\text{cm}]$ 

▪ **L'acrotère :**

L'acrotère est un accessoire coulé sur le site qui assure la protection des utilisateurs de la terrasse. Sa fonction sera similaire à celle d'une console encastrée à sa base (plancher terrasse), qui sera sollicitée en flexion composée pour une bande de 1m de large. Elle est représentée dans les plans d'architecture. On utilise une hauteur de 60cm pour la terrasse inaccessible.

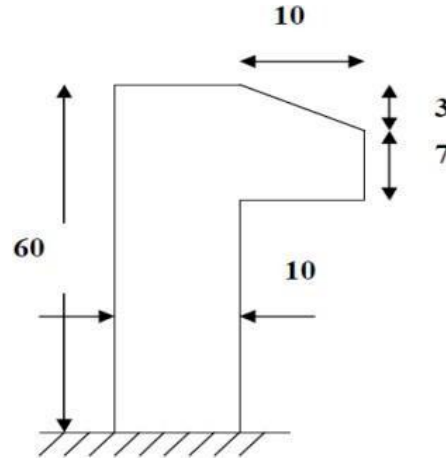


Figure III.3 : schéma statique de l'acrotère.

• **Evaluation des charges et Surcharges :**

• **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0.60 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.2) / 2)$$

$$S = 0.069 \text{ [m}^2\text{]}.$$

• **Poids propre de l'acrotère :**

$$W_P = [0.069 \times 25] = 1.725 \text{ [KN/ml]}.$$

• **Charge permanente :**

$$G = 1.725 \text{ [KN/ml]}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$$

III.1.1. 2 . Calcul des sollicitations :

$$N = G = 1725 \text{ N/ml.}$$

$$T = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$M = Q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N/ml.}$$

a) Combinaison d'action :**E.L.U :**

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1725 = 2328.75 \text{ N/ml}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N/ml}$$

E.L.U :

$$N_s = G = 1725$$

$$M_s = M = 600 \text{ N/ml}$$

b) Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (Épaisseur), la fissuration est peu préjudiciable.

- **Détermination de l'excentricité (E.L.U) :**

L'excentricité de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec : e_1 : excentricité du 1^{er} ordre

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement

e_a : excentricité additionnelle

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.328} \rightarrow e_1 = 0.386 \text{ (m)}$$

$$e_a = \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max = \left(2\text{cm} ; \frac{60}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm}; 0.24] = 2 \text{ (cm)}.$$

$$\Rightarrow e_a = 0.02 \text{ (m)}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{2.328}(2 + \alpha\theta)$$

Avec :

l_f : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement égal à 2.

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

$$l_f = 2 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow l_f = 1.2 \text{ (m)}$$

$$\text{ef : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et Quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient est α . Compris entre 0 et 1.

φ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$$M_G = \frac{w_p \times L^2}{M_G + M_Q} = \frac{1.725 \times 0.6^2}{2} = 0.31$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18$$

$$\alpha = \frac{0.31}{0.31 + 0.18} = 0.632$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 + 2 \times 0.632) \rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

- **Centre de pression :**

On a :

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} < e = 0.42 \Rightarrow \text{section est partiellement comprimée}$$

Le ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

Calcul de ferrailage :

a. Calcul du moment en flexion fictif « M_{uf} » :

$$M_{uf} = N_u \left(e + d - \frac{n}{2} \right) \rightarrow M_{uf} = 2.328 \left(0.42 + 0.075 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{uf} = 1.035 \text{ (KN.m/ml)}$$

b. Moment réduire :

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \mu = \frac{1.035 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$\mu < \mu_l$ **Alors** pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 0.0151$$

$$\beta = 0.994$$

$$A_s = \frac{M_{uf}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{M_{uf}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow 0.40 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s = (0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400})$$

$$A_{smin} = 0.9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A = \max(;) = \max(0.9, 0.4) \rightarrow A = 0.9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Choix d'armature : On prend : 4T8 = 2.01 (cm²)

c. Calcul l'espacement :

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$s_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ (cm)}$$

$$s_{tmax} < \text{Min}(3h ; 33) \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(3 \times 10 ; 33) \Rightarrow s_{tmax} = 30 \text{ (cm)}.$$

$$s_t < s_{tmax} \rightarrow \text{C.V}$$

$$s_t = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ (cm)}$$

III.2.4.a. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.503 \text{ (cm}^2\text{)}$$

On prend : 4T6 avec $A_s = 1.13 \text{ (cm}^2\text{)}$.

a. L'espacement :

$$e \leq \text{min}(4h ; 45) \Rightarrow e \leq \text{min}(40 ; 45) = 40 \text{ (cm)}.$$

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

Tableau III.2 : récapitulation des résultats de l'acrotère.

	Effort normal de compression	Moment fléchissant	Effort tranchant
À L'ELU	$N_u = 1.35G$ $N_u = 1.35 \times 1.725$ $N_u = 2.328 \text{ [kN/ml]}$	$M_u = 1.5 \times Q \times h$ $M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6$ $M_u = 0.9 \text{ [kN.ml]}$	$T_u = 1.5 \times Q$ $T_u = 1.5 \times 1$ $T_u = 1.5 \text{ [kN/ml]}$
À L'ELS	$N_{ser} = G$ $N_{ser} = 1.725 \text{ [kN/ml]}$	$M_{ser} = Q \times h$ $M_{ser} = 1 \times 0.6$ $M_{ser} = 0.6 \text{ [kN.ml]}$	$T_{ser} = Q$ $T_{ser} = 1 \text{ [kN/ml]}$

b. Vérifications au cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{d.b} \rightarrow \tau_{max} = \frac{1.5 \times 10^3}{75 \times 1000} \rightarrow \tau_{max} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\right) \text{ (MPa)} \rightarrow \tau_{adm} = \min(3.33 ; 5) \text{ MPa} \rightarrow \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 0.02 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires car : $\tau_{max} = 0.02 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

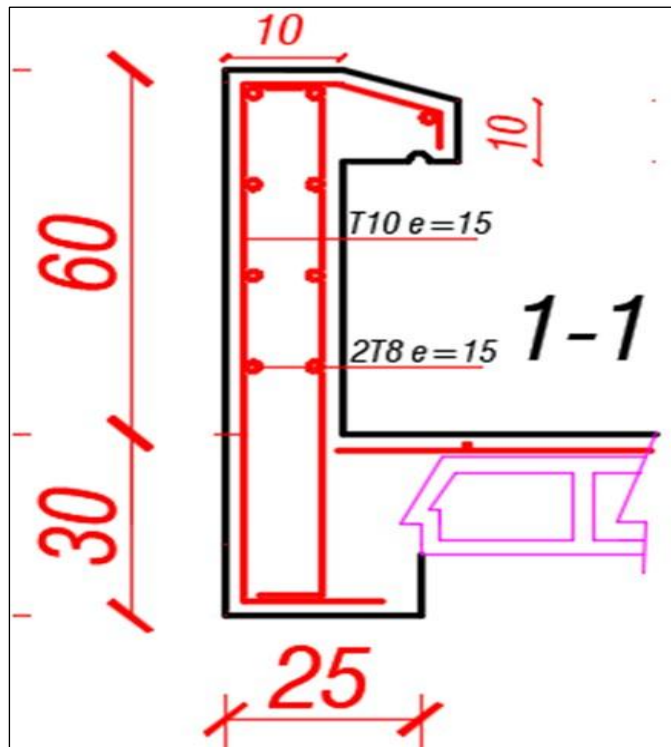


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des balcons :

III.3.1. Définition :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur ». Le plus souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une salle de spectacle. il soumis à des charges suivantes

- G : charge permanente
- P : surcharge de travail
- Q : Charge synergique des parois métalliques
- L : longueur du balcon.

Dans notre cas on a un balcon du type d'une console encastré au plancher, réalisé en dalle pleine. D'après le **BAEL 91** le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

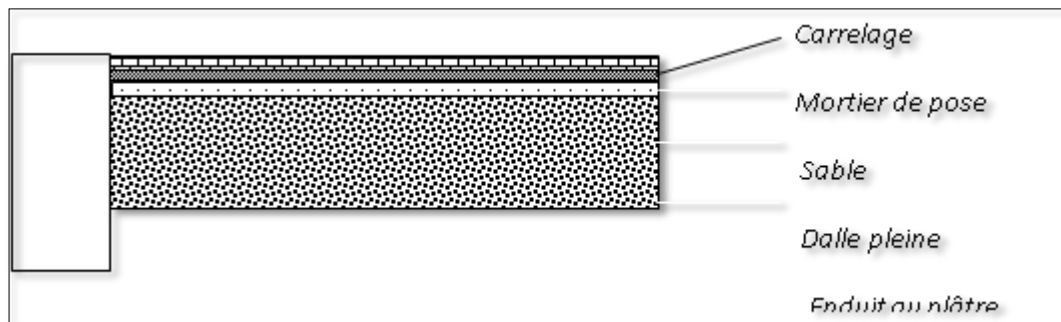


Figure III.5 : coupe réelle d'un balcon

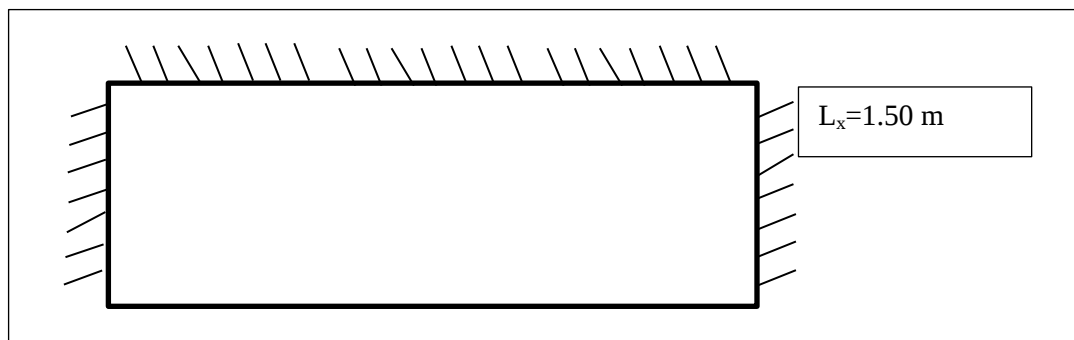


Figure III.6 : Vue en plan de balcon

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3. Chargement de balcon :

Détermination des charges:

$$G = 4.97 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

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

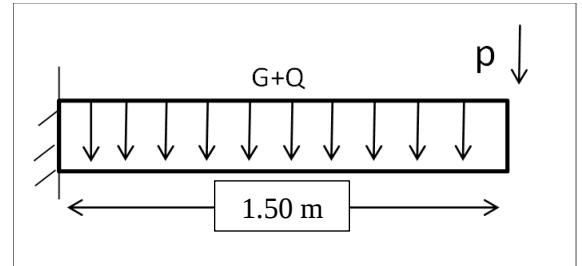


Fig.III.4 : dimension de balcon

❖ La charge du Mur Extérieur $e_p=30 \text{ cm}$

Matériaux	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.015	18.00	0.27
Parois en briques creuses	0.30	-	2.60
Enduit en ciment intérieur	0.015	18.00	0.27
charge permanente		$G_{mur} = 3.14 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	

Tableau III.3 : La charge du Mur Extérieur $e_p = 30 \text{ cm}$

❖ Calcul des sollicitations : $h_{mur} = 1.00 \text{ m}$

a) E.L.U.R : Pour une bande de 1.00 m

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1.00 \text{ m} = (1,35 \times 4.97 + 1,5 \times 1.50) \times 1.00 = 8.96 \text{ kn/ml.}$$

$$P_u = 1,35 \times G_{mur} \times 1.00 \times h_{mur} = 1.35 \times 3.14 \times 1.00 \times 2.91 = 12.33 \text{ kn/ml.}$$

$$M_{u \max} = -q_u \frac{l^2}{2} - P \times l = -8.96 \times \frac{(1.5)^2}{2} - 12.33 \times 1.5$$

$$M_{u \max} = -28.58 \text{ Kn.m}$$

b) E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1.00 \text{ m} = (4.97 + 1.5) \times 1.00 = 6.47 \text{ Kn/ml.}$$

$$P_{ser} = G_{mur} \times 1.00 \times h_{mur} = 3.14 \times 1.00 \times 2.91 = 9.14 \text{ Kn/ml.}$$

$$M_{u \max} = -q_{ser} \frac{l^2}{2} - P_{ser} \times l = -6.47 \times \frac{(15)^2}{2} - 9.14 \times 1,5$$

$$M_{u \max} = -20.99 \text{ Kn.m}$$

Ferraillage :

a) E.L.U.R :

$$M_{u \max} = -28.58 \text{ Kn.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{28.58 \times 10^3}{100.(13.5)^2 14.2} = 0,110 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.110}) = \alpha = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0,147 = 0,941$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{75.11 \times 10^3}{0.941 \times 13.5 \times 348} = 6.46 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilités:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_u; A_{\min}] = \max[6.46; 1.63]$$

$$A = 6.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 7T 12 / \text{ml} \quad e = 15 \text{ cm} = 7.91 \text{ cm}^2$$

d) E.L.S :

$$M_{u \max} = -20.99 \text{ Kn.m}$$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow$ Vérification de la contrainte du béton :

- **Position de l'axe neutre**

$$S_{xx} = \frac{b.y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \text{ avec : } A = A_u = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow Y_1 = 4.597 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{y1y1} = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 12642.79 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{yy}} = 1.66$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = k.y_1 = 7.63 \text{ MPa .}$$

On a $\sigma_{bc} = k \cdot y_1 = 7.63 < \sigma_{bcv} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σ_s

e) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.91}{4} = A_r = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend 7T8 $e = 20 \text{ cm} = 3.51 \text{ cm}^2$

$$T_{\max} = q_u \cdot l + P_u = 8.96 \times 1.5 + 12.33 = 25.77 \text{ Kn}$$

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

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{25.77 \times 10^2}{1000 \times 135} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.07 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 1.75 \text{ MPa}$$

❖ **Schéma de ferrailage**

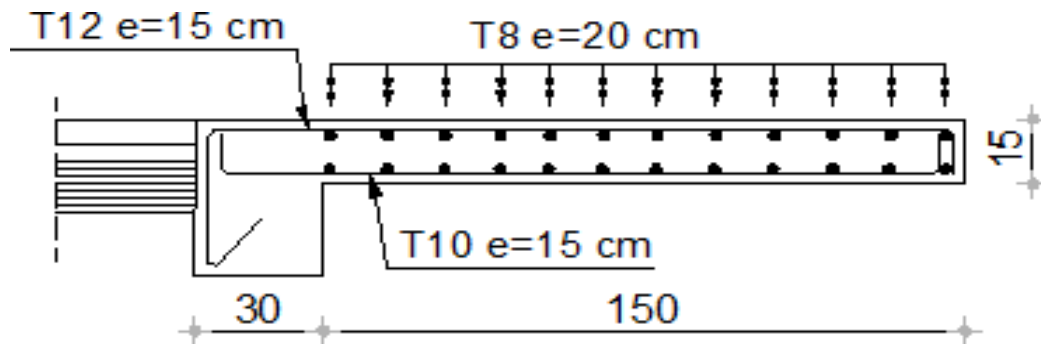


Fig.III.5: ferrailage de Balcon

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Définition :

L'escalier est un élément indispensable dans tous les types de bâtiments, constitués d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

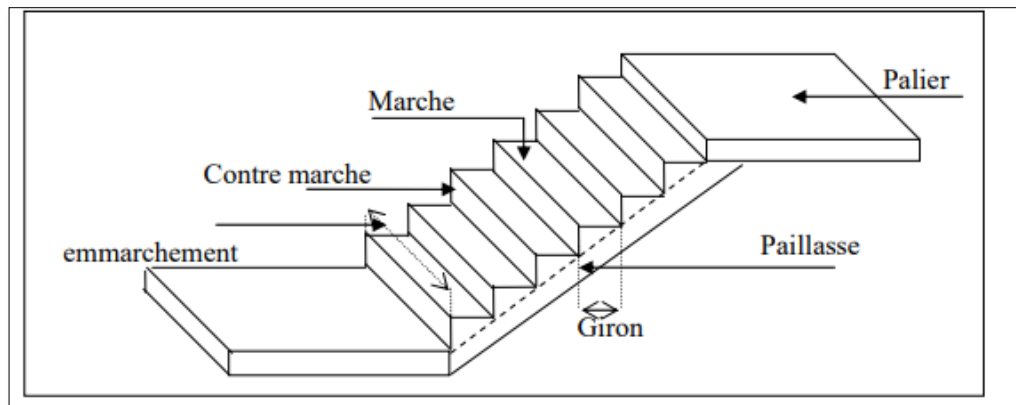


Figure III.8 : Schéma d'un escalier

III.4.2. Les Composants d'un escalier :

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur (h) est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre **14** et **20** (cm).
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est **1m**.
- **La paillasse** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- **Palier de repos** : on peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier, permet aux utilisateurs de se reposer.
- **Garde-corps** : est un équipement de protection contre le risque de chute. En plus la hauteur d'une marche (h).

III.4.3. Différentes formes géométriques d'escalier :

a) **Escalier droit** : Escalier constitué d'une seule volée et dont toutes les marches sont de forme rectangulaire.

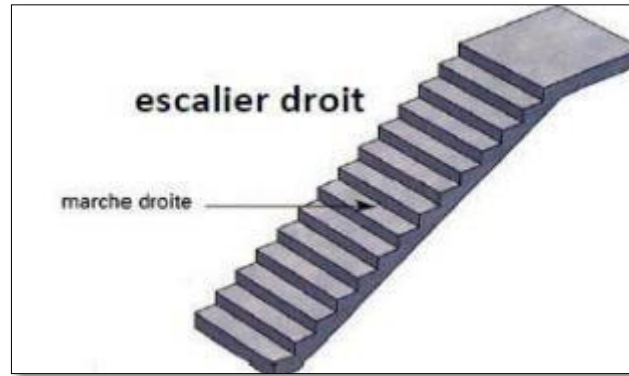
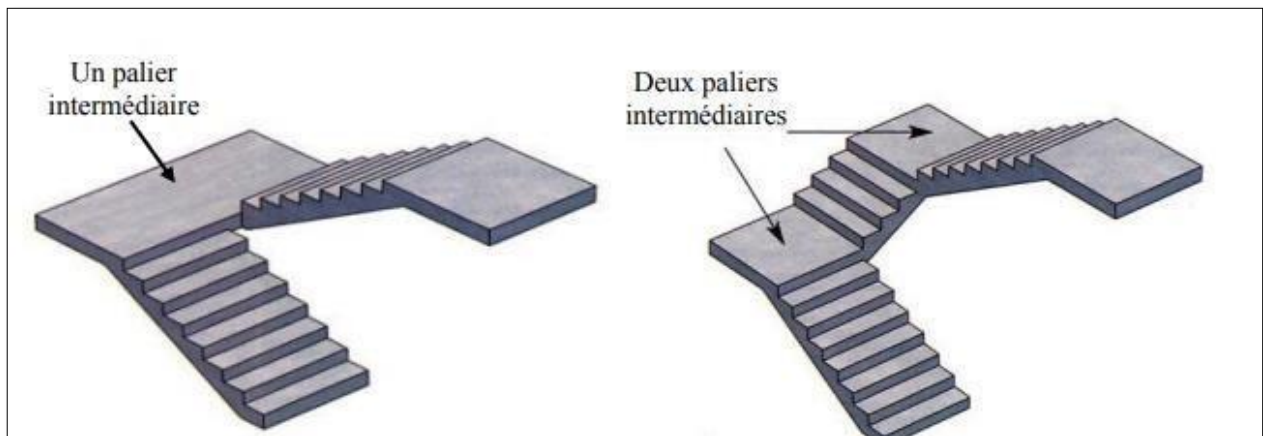


Figure III.9 : Escaliers courants

b) **Escalier à volée droites avec palier (s) intermédiaire (s)** : Escalier comportant plusieurs volées droites de directions différentes séparées par un ou plusieurs paliers intermédiaires.

Figure III.10 : Escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s)



c) **Escalier balancé** :

Escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés

- Escalier à un quartier tournant ou à quart tournant ;
- Escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants. Escalier à un quartier tournant ou à quart tournant : le changement de direction est à 90° . Le

quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier

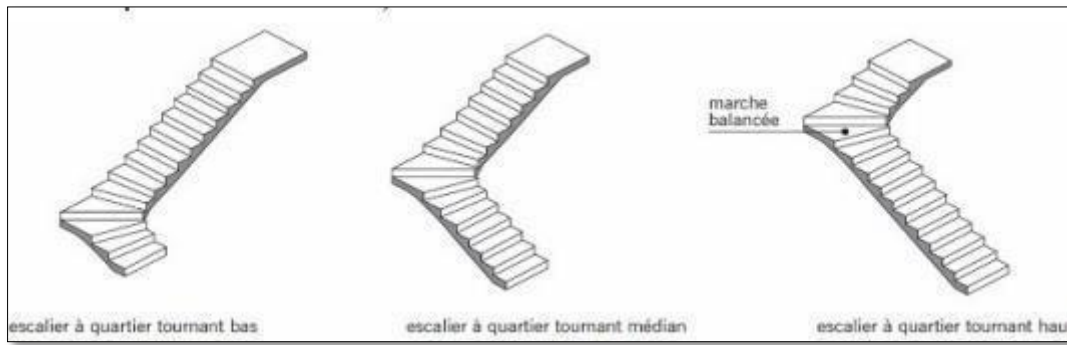


Figure III.11 : Escaliers balancés à quartiers tournants.

d) Escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants :

Le changement de direction est de 180° . L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos.

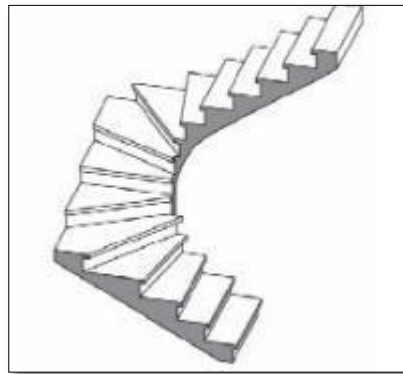


Figure III.12 : Escaliers balancés à deux quarts tournants

e) Escalier hélicoïdal : Appelé aussi escalier à vis, en spirale ou en colimaçon : escalier tournant dont les marches se développent autour d'un noyau cylindrique central.



Figure III.13 : Escaliers hélicoïdal.

III.4.4 Pré dimensionnement :

En (1675), François Blondel se penche sur la question de calcul de l'escalier dans son cours d'architecture. Il mesure le pas et constate qu'à chaque fois qu'on s'élève d'un pouce, la valeur de la partie horizontale se trouve réduite de deux pouces et que la somme de la hauteur doublée de la marche et son giron doit demeurer constante et être de deux pieds. La formule, dite « **formule de Blondel** » est donnée par : $M = 2h + g$

Avec :

M : est le pas.

h : est la hauteur de la marche.

g : est le giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurés sur la ligne de foulée)

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

La dernière marche n'est pas comptée comme marche parce qu'elle fait partie du palier. Pour cela si on compte un nombre n de contremarches, on aura (n-1) de marches. Si on connaît H et L les distances horizontales et verticales totales pour la construction des escaliers on pourra déterminer les dimensions g et h des marches et contremarches, et ce en respectant la formule de **BLONDEL**.

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajusté en fonction du reculement disponible et peut être compris **entre 58 et 64 cm**.

$$58 \leq 2h + g \leq 64$$

Avec aussi :

$$H = n \times h \text{ et } L = (n - 1) \times g$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contremarches

h : hauteur de la marche (contre marche),

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée

g : largeur de la marche

On calcule la hauteur de la volée H par la formule suivante :

$$\text{Avec, } H = \frac{HT}{2}$$

he : est la hauteur d'étage ;

-Choix de type d'escalier : on choisit un escalier deux volée et un palier

❖ **Détermination de la hauteur et la largeur de la marche :**

h : la hauteur de la marche qui varie entre **17** et **20 cm** → on prend

h = 17cm.

H : la hauteur de l'étage, **H = 3.06m**

⇒ Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = 18$

Largeur du giron : $g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

Les dimensions de la marche et contre marche doivent satisfaire la condition empirique de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$63\text{cm} \leq 65 \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \alpha = 30^\circ. \text{ Angle de l'inclinaison d'escalier}$$

$$Lv = \frac{H}{2} = \left(\frac{1}{\sin \alpha} \right) = 3.1\text{m} \Rightarrow Lp = 0.9\text{m}$$

$$ep = \frac{l}{20} = 15.5 \text{ cm}$$

$$e = ep + \left(\frac{h \cos \alpha}{2} \right) = 22.42 \text{ cm}$$

G (revêtement) =

- Carrelage (2cm) $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}$

- Mortier de pose (2cm) $0.02 \times 20 = 0.40 \text{ KN/m}$

- Lit de sable (5cm) $0.05 \times 15 = 0.75 \text{ KN/m}$

G = 1.59 KN/m

III.4.5 Calcul du ferrailage

a) Les sollicitations :

❖ Pour palier :

$$G_p = \gamma_{\text{béton}} e + g(\text{revetement})$$

$$G_p = 5.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_p = 1.35 G_p + 1.5 Q_p \Rightarrow qu_p = 11.12 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser_p} = G_p + Q_p \Rightarrow q_{ser_p} = 7.96 \text{ KN/m}$$

❖ Pour volée :

$$G_p = \frac{\gamma_{\text{béton}}}{\cos \alpha} e + g(\text{revetement})$$

$$G_v = 8.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$qu_v = 1.35 G_v + 1.5 Q_v \Rightarrow qu_v = 14.63 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser_v} = G_v + Q_v \Rightarrow q_{ser_v} = 10.56 \text{ KN/m}$$

b) schéma statique :

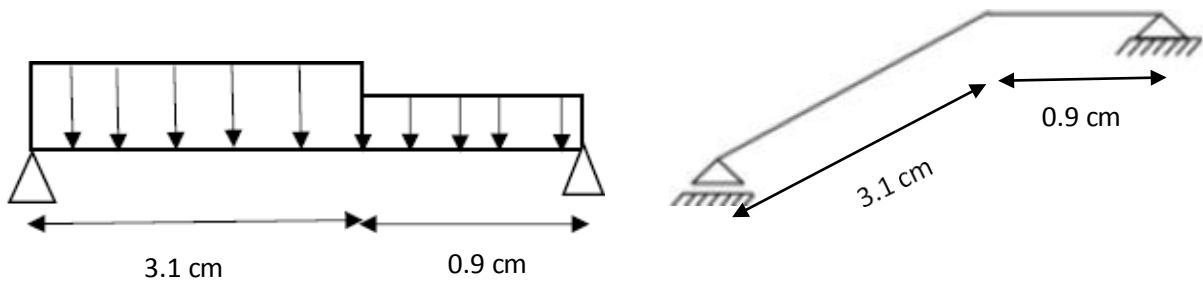


Figure III.14: schéma statique

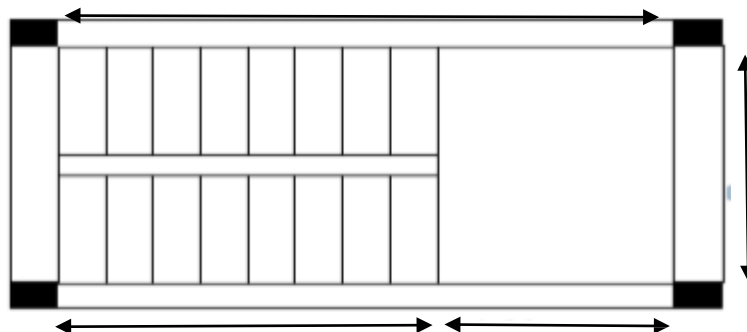


Figure.III.15 :dimension d'escalier

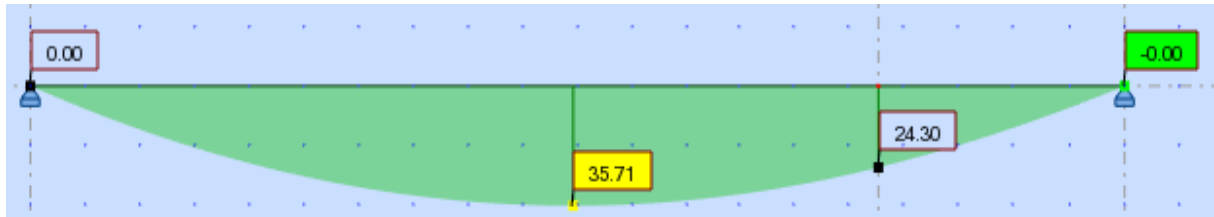


Figure III 16: les moments à ELU

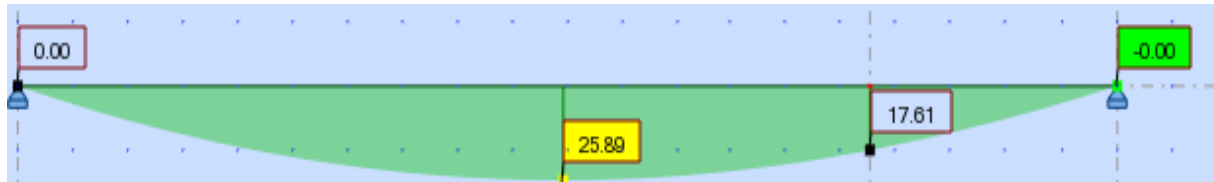


Figure III.17: les moments à ELS

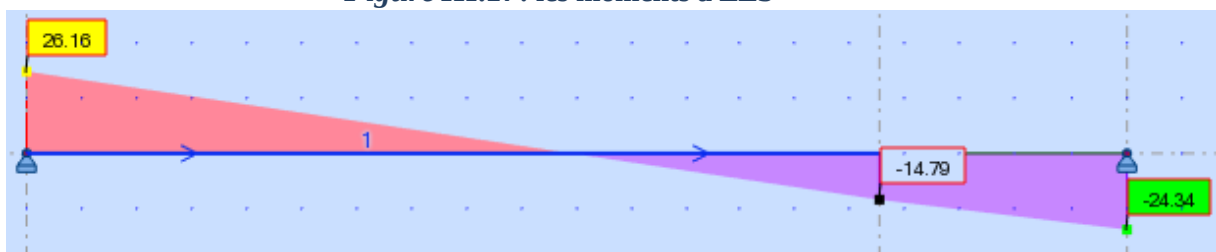


Figure III.18: les efforts tranchants à ELU

Les Moments de calcul de ferrailage sont :

$$M_{umax} = 35.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sermax} = 25.89 \text{ KN.m}$$

$$V_{umax} = 26.16 \text{ KN}$$

- Les hypothèses de calcul :

- Fissuration : peu nuisible
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Acier: Fe400.

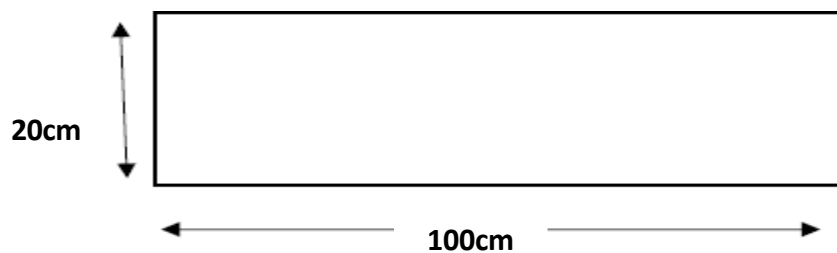


Figure III.19 : Section d'escalier

$$\mu = \frac{M_u}{d \cdot d^2 d f_{bu}} = 0.107 \text{ et } \mu L = 0.392 \Rightarrow < \mu L \Rightarrow A_s' = 0$$

On utilise le tableau 6 en béton armé BAEL :

$$\beta = 0.943, \quad \alpha = 0.1431, \quad \alpha > 0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } = 10\%$$

$$\varepsilon_{st} = 10\% \quad \varepsilon_l = 1.74 \quad \varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.71 \times 1000}{0.943 \times 15.3 \times 347.83} = A_s = 7.11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1 / 400 ; A_s \geq 2.05 \text{ cm}^2 \text{ (Réalisé)}$$

$$\Rightarrow A_s = 7.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } \boxed{7HA12/ml = 7.91 \text{ cm}^2}$$

Vérification : on a Fe=400MPa

$$\frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 > \alpha \Rightarrow \text{ELSCB vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = 0.170 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.28 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) f_{cj} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow 3.33 \text{ Mpa}$$

$$0.170 < 3.33 \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \text{ (Réalisé)}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm} \Rightarrow St = 17\text{cm}$$

Résultats de ferrailage:

Moment max (KN.m)	A_s (cm ²)	Choix de A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix de A_r (cm ²)
Mu max = 35.71	7.11	7HA12 = 7.70	1.77	4HA10 = 3.14

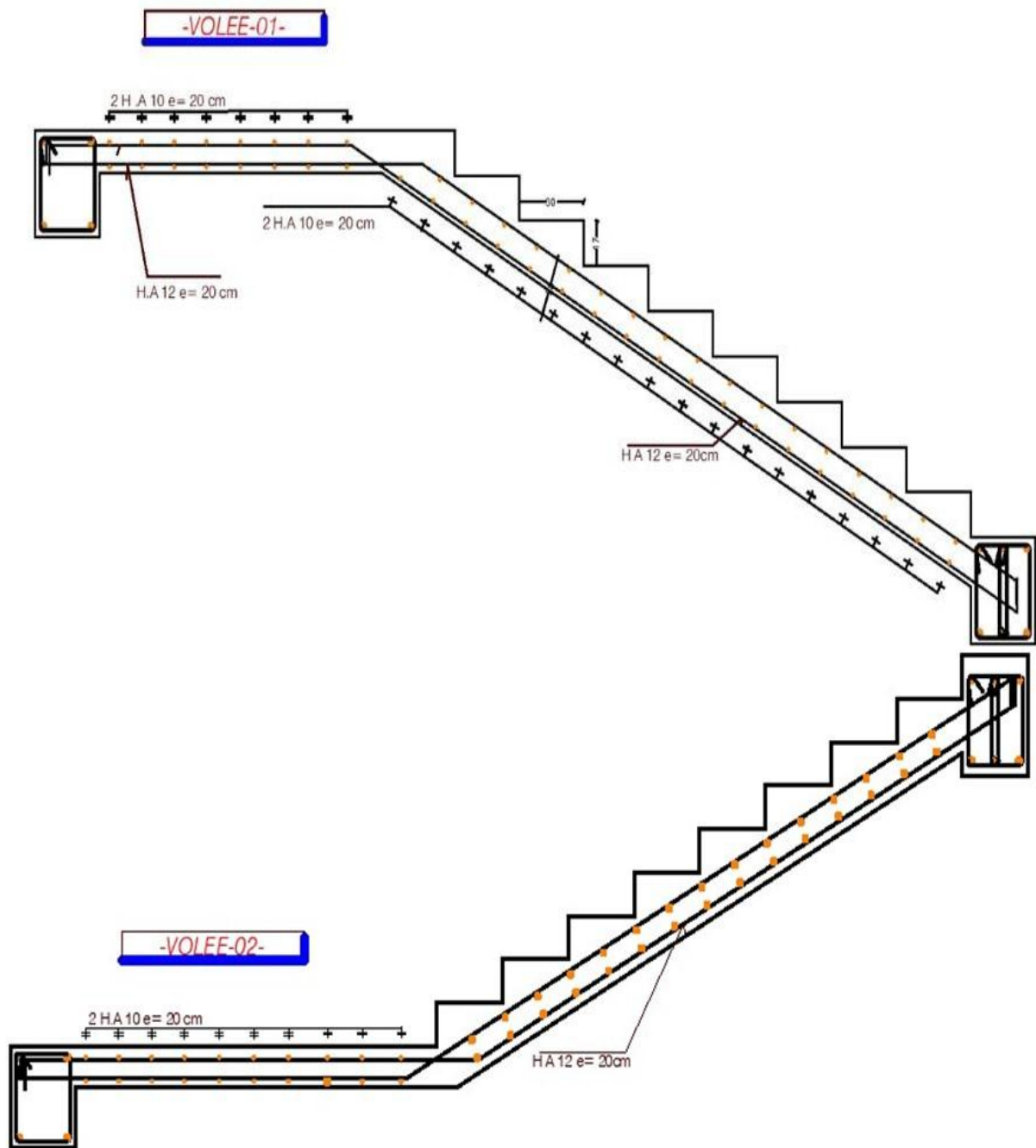


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier

c) Calcul du ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière reçoit le chargement qui provient de la paillasse et palier en plus de son poids propre, elle est encastrée dans les deux côtés.

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{320}{15} < h < \frac{320}{10} \rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.4 \times 22 \leq b \leq 0.7 \times 33 \quad 8.53 \leq b \leq 22.4$$

- Poids propre de la poutre	$0,25 \times 0,20 \times 25 = 1,25 \text{ KN / m}^2$
-La charge permanente	$G = 5,15 \text{ KN/m}^2$
-La charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$	

$$P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,2 = (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2 = 12,84 \text{ KN/ m}$$

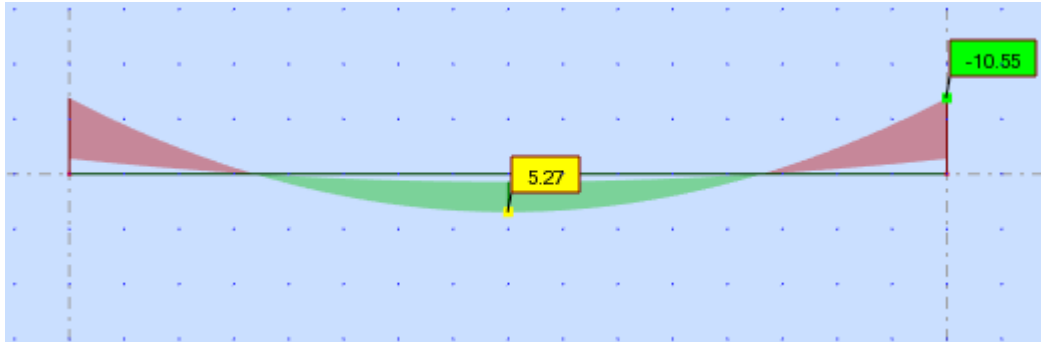


Figure III.20 : le moment max de poutre palière

Selon Organigramme Calcul du ferrailage par flexion simple :

$$b = 20\text{cm} \quad d = h - c = 25 - 2.5 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.27 \cdot 10^3}{20 \cdot 22.5^2 \cdot 14.17} = 0.036 \quad \text{et} \quad \mu L = 0.392 \Rightarrow \mu < \mu L$$

$$\text{En donné : } \alpha = 0.0459 \quad , \quad \beta = 0.982 \quad , \quad \varepsilon_l = 1.74 \quad , \quad \varepsilon_{st} = 10$$

$$\varepsilon_l \leq \varepsilon_l \text{ oui } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 : A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.27 \cdot 10^3}{0.982 \cdot 22.5 \cdot 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage des poutres palière est **2 HA12**

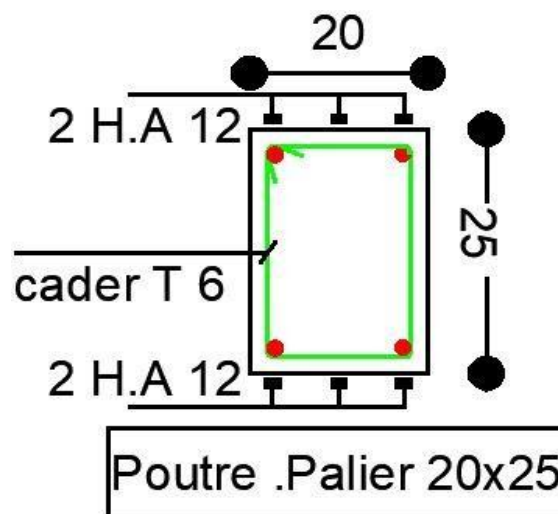


Figure III.21 : schéma ferrailage de poutre palière

Chapitre IV

Calcul des éléments structuraux et l'infrastructure

IV. Calcul des éléments structuraux :

IV.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux et poutres, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2019**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL91** et le **RPA99 version 2003**.

IV.2. Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

-Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise à :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

- Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procéder aux vérifications suivantes :
 - Condition de non fragilité.
 - Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
 - Vérification à l'état limite de service.
 - Vérification de la flexion.

IV.2.1. Ferrailage des poutres :

- Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99**.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement

❖ La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 en zone I et II.
- 50 en zone III.

IV.2.1.1 Poutre principale (25× 40) cm².

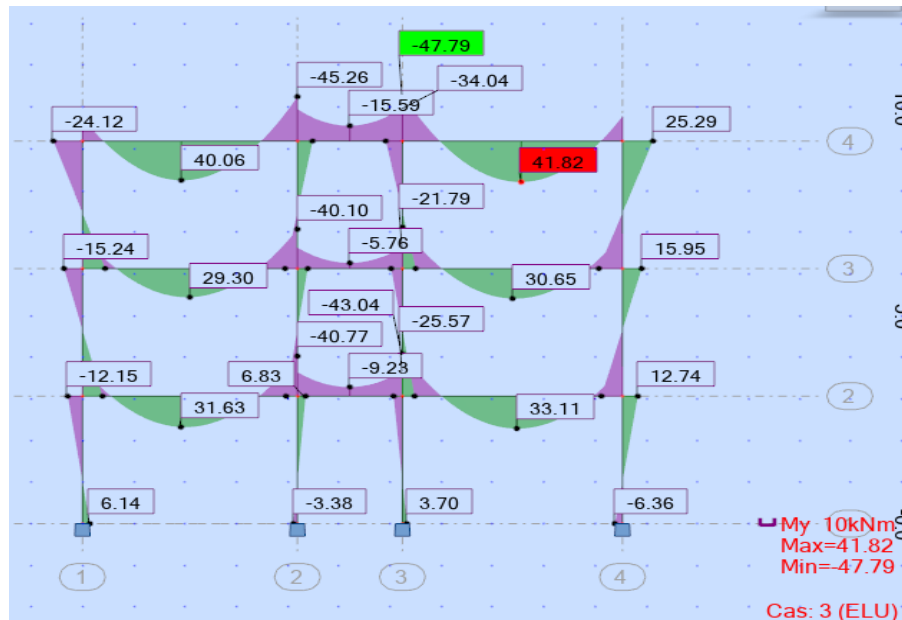


Figure IV.1 : Récapitulation de moment M_y de poutre principale 25*40 à ELU

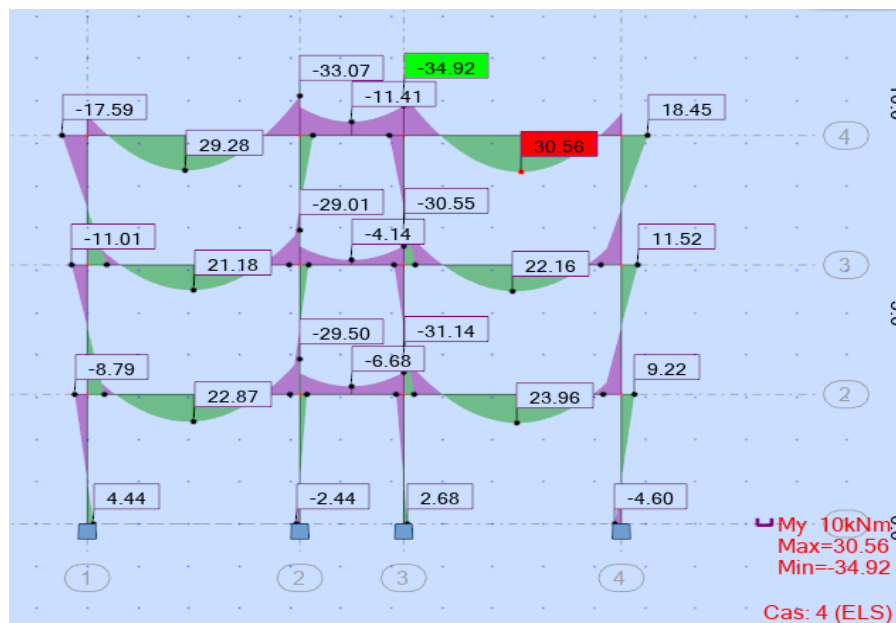


Figure IV.2 : Récapitulation de moment M_y de poutre principale 25*40 à ELS

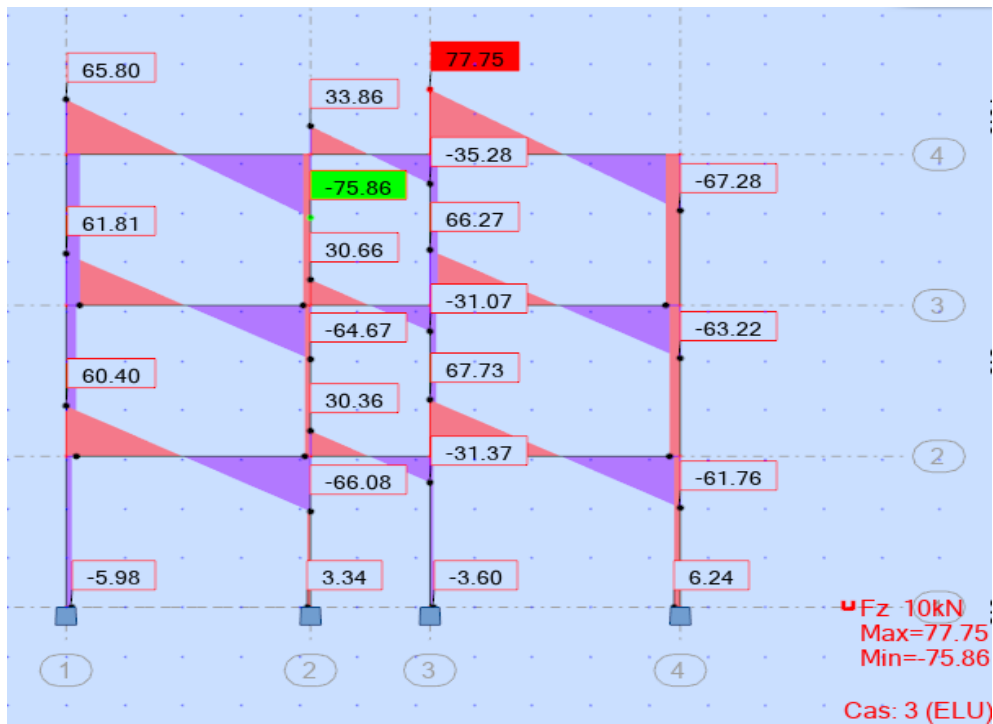


Figure IV.3 : Récapitulation de l'effort tranchant V_u de poutre principale 25*40 à ELU

Fissuration peu nuisible

❖ **conditions imposées par le RPA 99/V2003 :**

$$A_{min} = 0.5\% \times 40 \times 25 = 5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

❖ conditions imposées par le BAEI.91 (condition non fragilité):

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

a) Calcule le ferrailage longitudinal :

➤ **En travée :**

- A l'ELU :

$$M_{tu} = 41.82 \text{ [KN.m]}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0.25 [m] ; h = 0.40[m] ; d = 0.9 \times 0.40 = 0.37[m]$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \mu = \frac{41.82 \times 10^3}{25(37.5)^2 \times 14.17} = 0.0839$$

$$\mu = 0.0839 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{oui} \Rightarrow As' = 0$$

Tableau 06 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.956$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{41.82 \times 10^3}{0.956 \times 37.5 \times 348} = \boxed{3.34 \text{ cm}^2}$$

A l'ELS :

$$M_{t.ser} = 30.56 \text{ [KN.m]}$$

Section rectangulaire flexion simple acier FeE400

$$\rightarrow si : \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\Gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t.ser}} = \gamma = \frac{41.82}{30.56} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.48$$

$$\alpha = 0.157 \leq 0.43 \Rightarrow \text{C. V}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_b)

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 12 \text{ [MPa]}$$

(les armatures calculées en E.L.U seront maintenue.)

➤ **En appuis :**

A l'ELU :

$$M_{au} = 47.79 \text{ [. m]}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0.25 \text{ [m]} ; h = 0.40 \text{ [m]} ; d = 0.9 \times 0.40 = 0.375 \text{ [m]}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{47.79 \times 10^3}{25(37.5)^2 \times 14.17} = 0.0959$$

$$\mu = 0.0959 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{oui} \Rightarrow A_s' = 0$$

Tableau 06 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.126$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.949$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{au}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{47.79 \times 10^3}{0.959 \times 37.5 \times 347.82} = \boxed{3.82 \text{ cm}^2}$$

AELS :

$$M_{t.ser} = 34.92 \text{ [KN.m]}$$

Section rectangulaire flexion simple acier FeE400 $\Rightarrow$ si:

$$\rightarrow si : \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t.ser}} = \gamma = \frac{47.79}{34.92} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.181 \leq 0.435 \Rightarrow \text{C V}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_b)

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

les armatures calculées en E.L.U seront maintenue.

❖ Choix des armatures :

$$\text{En travée, } A_t = \max[A_{cal}; A_{RPa}; A_{min}] = 3.34 [\text{cm}^2]$$

$$\text{En prend 3 H A12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui } A_a = \max[A_{cal}; A_{RPa}; A_{min}] = 3.82 [\text{cm}^2]$$

$$\text{En prend 3 HA14} = 4.61 \text{ cm}^2$$

b) Vérification vis-à-vis l'effort tranchant dans les poutres :

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

$$T_{\max} = 77.75 \text{ [KN]}$$

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

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{250 \times 375} = 0.987 \text{ MPa (BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 1)}$$

Fissuration peut nuisible :

-Contrainte tangente limite :

$$\bar{\tau}_u = (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ (MPa)} \text{ (BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 21)}$$

$$\tau_u = 0.987 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau}_u = 3.33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{C. V}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : Section et écartement des armatures transversales A_t :

c) Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_{tt} \leq m \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq m \left(\frac{400}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right) \\ = 12 \text{ (mm)} \quad \text{(BAEL991R99/art - A. 5. 1, 22)}.$$

On prend : $\phi_t = 8 [\text{mm}]$ de nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix des barres : } 4\phi 8 = A_t = 2.01 [\text{cm}^2]$$

➤ L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{c_u - 0.3 f_{tjk}}{0.9 \frac{f_e}{40}} \rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tjk})} \rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 235}{25 \times 1.5 (0.987 - 0.63)} = 31.44 \text{ (cm)} \text{ (BAEL. 91[A. 5. 1, 23])}$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \text{ [BAEL91r99/art - A. 5. 1, 23]}$$

$$S_{t2} \leq \min (28.35; 40\text{cm}) = 28.35 [\text{cm}]$$

Selon [RPA.99version2003]

$$\text{Zone nodale } S_{t3} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi \right) = S_{t3} \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 0.8 \right) = 8.75 [\text{cm}]$$

$$\text{Zone courante } S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 [\text{cm}]$$

Donc :

$S_t = 17.5 \text{ (cm)}$ en zone courante.

$S_t = 10 \text{ (cm)}$ en zone nodale.

➤ Vérification des armatures transversales

Armatures transversales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

Avec :

-b : largeur de la section.

- S_t : l'espace des armatures transversales.

D'après RPA 99 :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) \Rightarrow \text{Dans la zone nodale.}$$

Avec : $\{\emptyset_t$:le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.}

$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ Dans la zone courante.

Avec : $\{h$:la hauteur de la section.}

Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75[\text{cm}^2]$$

Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times 17.5 \times 25 = 1.312[\text{cm}^2]$$

IV.2.1.1 Poutre Secondaire (25× 35) cm².

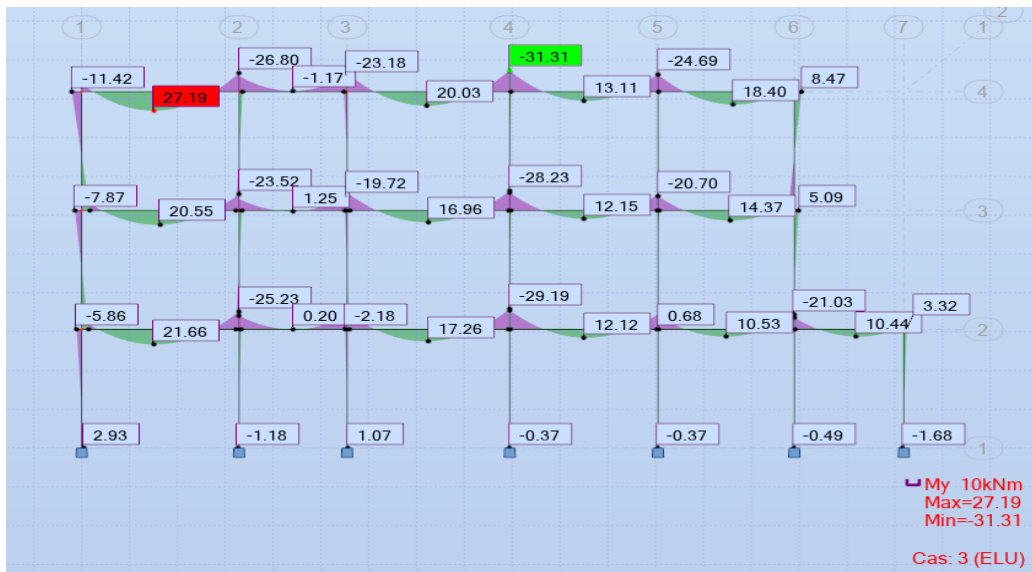


Figure IV.5 : Le moment M_y de la poutre principale 25*35 à ELU (Autodesk robot RSAP)

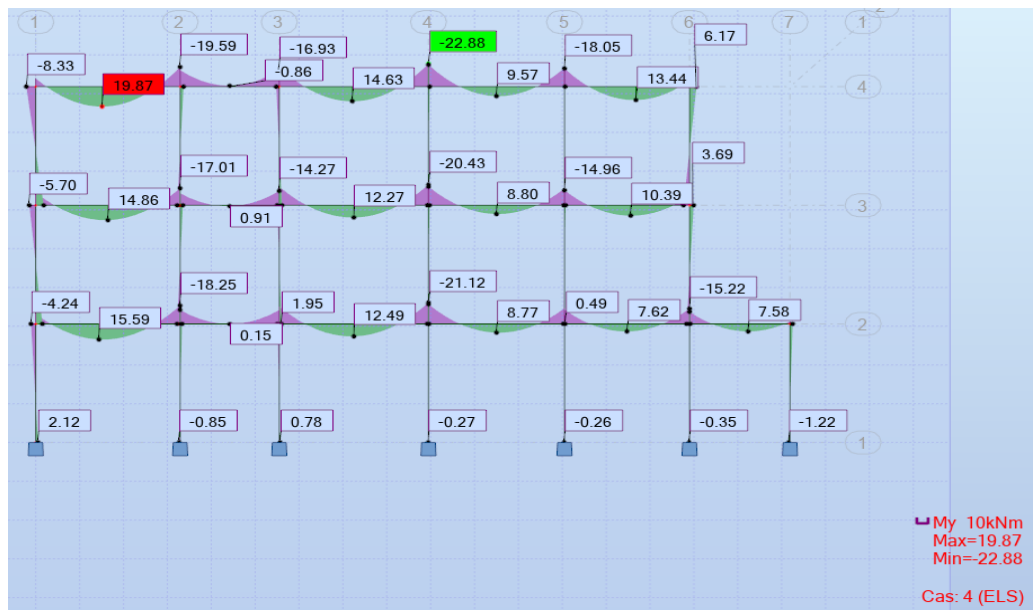


Figure IV.6 : Le moment M_y de la poutre principale 25*35 à ELS (Autodesk robot RSAP)

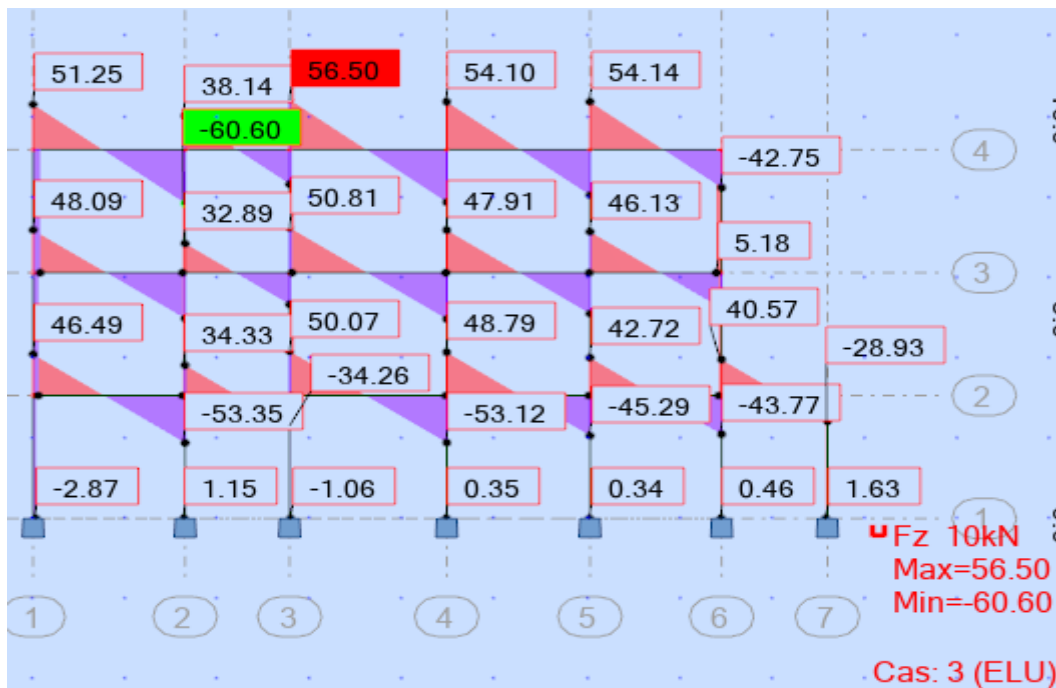


Figure IV.7 : L'effort tranchant V_u de la poutre principale 25*35 à ELU (Autodesk robot RSAP)

$b = 25\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$; $d=31.5\text{cm}$

❖ **Conditions imposées par le RPA 99/V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times 35 \times 25 = 4.37 \text{ [cm}^2\text{]}$$

❖ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = \underline{0.449 \text{ cm}^2}$$

a. Calcul à ELU :

Tableau IV.1 : Le ferrailage de la poutre secondaire (25*35)

Sens	M_u KN. m	μ_{bu}	α	β	ARPACm ²	A cm ²	Amincm ²	choix
travée	27.19	0.0772	0.100	0.959	4.37	2.58	0.449	3HA12
appuis	-31.31	0.0889	0.116	0.953	4.37	2.98	0.449	3HA12

b. A l'ELS :

Tableau IV.2 : La vérification à l'ELS de la poutre secondaire (25*35)

Sens	M_{ser} KN. m	FeE (MPa)	γ	α	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
travée	19.78	400	1.36	0.435	OUI
appuis	22.88	400	1.36	0.435	OUI

c. Contrainte tangente limite :

$$\tau_u = \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ [MPa]} \right] = 3.33 \text{ [MPa]} (\text{BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 21})$$

$$T_{\max} = 60.60 \text{ [KN]}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{60.60 \times 10^3}{250 \times 315} = 0.770 \text{ [MPa]} (\text{BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 1})$$

$$\tau_u = 0.647 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :**d. Diamètres des armatures transversales :**

$$\phi_{tt} \leq m \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq m \left(\frac{350}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ [mm]}$ de nuance d'acier FeE235.

$$\diamond \text{ Choix des barres : } 4\phi 8 = A_t = 2.01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

e. L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_{t1}} \geq \frac{\tau_u 0.3 f_{tj} k}{0.9 \frac{F_e}{\gamma_s}} \rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)} \rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 235}{25 \times 1.15 (0.647 - 0.63)}$$

$$= 864.97$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) [\text{BAEL91r99/art - A. 5. 1, 23}]$$

$$S_{t2} \leq \min (33.75; 40\text{cm}) = 33.75 \text{ [cm]}$$

Selon [RPA.99version2003]

Zone nodale

$$S_{t3} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi \right) = S_{t3} \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 0.8 \right) = 9.6 \text{ [cm]}$$

Zone courante

$$S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ [cm]}$$

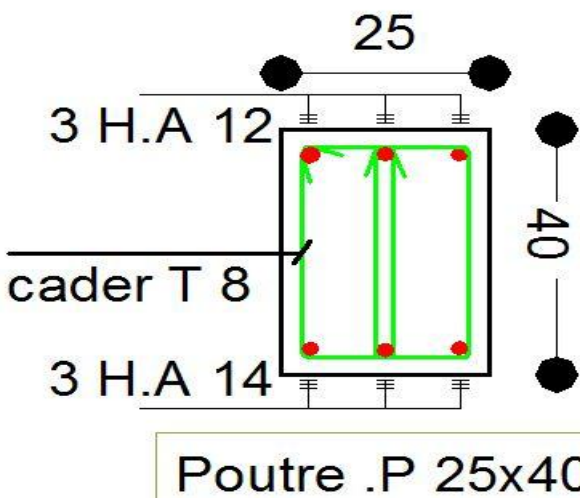
Donc :

$S_t = 17.5 \text{ (cm)}$ en zone courante.

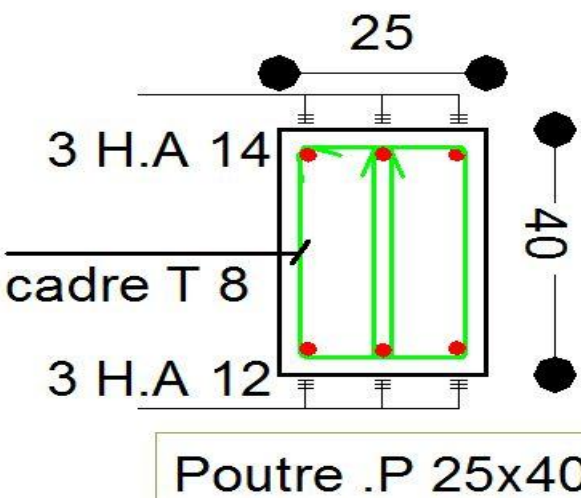
$S_t = 10 \text{ (cm)}$ en zone nodale.

Tableau IV.3 : Le ferrailage des poutres

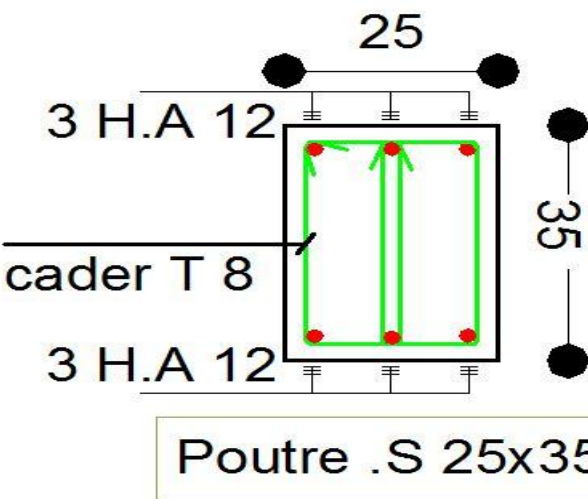
Type des poutres		Amin(cm2)		Acal (cm²)	Barres choisier
		RPA	BAEL		
Poutre principale: 25*40	Travée	5	1.09	3.39	3 H A12
	Appui	5	1.09	4.62	3 H A14
Poutre Secondaire : 25*35	Travée	4.37	0.449	2.58	3 H A12
	Appui	4.37	0.449	2.98	3 H A12



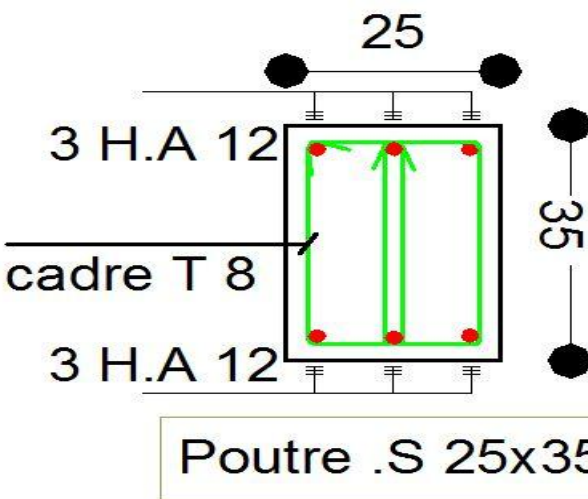
EN TRAVEE



EN APPUIS



EN TRAVEE



EN APPUIS

IV.3. Ferrailage des Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée

-Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise à :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux déjà cités :

- Etat limite ultime de stabilité de forme.
- Etat limite de service.

IV.3.1. Calcul du poteau d'étage :

$$\text{Poids de poteau} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ kn}$$

$$N_u = 387.76 \text{ Kn}$$

$$N_{u_{tot}} = 387.76 + 4.78 = 392.54 \text{ Kn}$$

$$S = 9.68 \text{ m}^2$$

$$q_u = (1.35G_e + 1.5Q_e) = (1.35 \times 5.35 \times 1.5 \times 1.5) \times 9.68$$

$$q_u = 99.52 \text{ Kn/m}$$

$$q_{ser} = (G_e + Q_e).S = (5.35 + 1.5) \times 9.68 = 68.05 \text{ Kn/m}$$

$$M_u = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{99.52 \times 3.06^2}{12} = 77.59 \text{ Kn/m}$$

$$M_{ser} = \frac{77.59 \times 3.06^2}{12} = 60.52 \text{ Kn/m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max (15 ; 20 \frac{l_f}{h}) = 51.84$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.25} = 8.57$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{77.59}{392.54} = 0.197 \text{ m}$$

Le poteau sera justifié à la flexion composée en remplaçant l'excentricité e_1 par e_t

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \text{ cm} \right) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

e_2 l'excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \quad \text{avec} \quad \emptyset = 2 \text{ coefficient de fluage}$$

α = moment permanent / moment total à l'ELS

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

$$M_G = \frac{1.35G \times S^2}{24} = \frac{1.35 \times 5.35 \times 9.68^2}{24} = 28.67$$

$$M_G = 28.67$$

$$M_Q = \frac{1.5Q \times S^2}{24} = \frac{1.5 \times 1.5 \times 9.68^2}{24} = 8.78$$

$$M_Q = 8.78$$

$$\alpha = \frac{28.67}{28.67 + 8.78} = 0.765$$

$$\text{Alors : } e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 3.06} (2 + 0.765 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0158$$

La correction des efforts :

$$e' = e_a + e_1 + e_2$$

$$e' = 0.0158 + 0.197 + 0.02$$

$$e' = 0.232$$

$$Nu' = Nu$$

$$Mu' = 392.54 (0.232)$$

$$Mu' = 91.09 \text{ Kn.m}$$

$$M'_1 = 91.09 + 392.54 \left(22.5 - \frac{25}{2} \right)$$

$$M'_1 = 40.16$$

Flexion simple

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{40.16 \times 10^3}{25 \times (22.5^2) \times 14.16} = 0.225$$

$$\mu \leq \mu_2 \quad A' = 0 \quad \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.332$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.871$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d} = \frac{40.16 \times 10^3}{0.871 \times 22.5 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.60 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{rpa} = 0.007 \times 25 \times 25 = 4.38 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le choix de ferrailage :

$$A_s = \max (A_s ; A_{min} ; A_{rpa})$$

$$A_s = 5.22 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Le choix 6HA12} = 6.79 \text{ [cm}^2\text{]}$$

IV.3.2. Calcul du poteau terrasse :

$$N_u = 387.76 \text{ Kn}$$

$$N_{u_{tot}} = 392.54 \text{ Kn}$$

$$S = 9.68$$

$$q_u = (1.35 G_e + 1.5 Q_e) = (1.35 \times 6.95 \times 1.5 \times 1) \times 9.68$$

$$q_u = 136.22 \text{ Kn/m}$$

$$q_{ser} = (G_e + Q_e) \cdot S = (6.95 + 1) \times 9.68 = 76.95 \text{ Kn/m}$$

$$M_u = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{136.22 \times 3.06^2}{12} = 106.27 \text{ Kn/m}$$

$$M_{ser} = \frac{106.27 \times 3.06^2}{12} = 82.99 \text{ Kn/m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max (15 ; 20 \frac{l_f}{h}) = 51.84$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.25} = 8.57$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{106.27}{392.54} = 0.270 \text{ m}$$

$$M_G = \frac{1.35 G \times S^2}{24} = \frac{1.35 \times 6.95 \times 9.68^2}{24} = 37.38$$

$$M_G = 37.38$$

$$M_Q = \frac{1.5 \times 1 \times 9.68^2}{24} = 5.85$$

$$M_Q = 5.85$$

$$\alpha = \frac{37.38}{37.38 + 5.85} = 0.865$$

Alors

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 3.06} (2 + 0.865 \times 2) = 0.0120 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.0120 \text{ m}$$

$$e' = 0.0120 + 0.270 + 0.02$$

$$e' = 0.302$$

$$Nu' = Nu$$

$$Mu' = 392.54 (0.302)$$

$$Mu' = 118.44 \text{ Kn.m}$$

$$M'_1 = 118.44 + 392.54 \left(22.5 - \frac{25}{2} \right)$$

$$M'_1 = 40.50$$

Flexion simple

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{40.50 \times 10^3}{25 \times (22.5^2) \times 14.16} = 0.227$$

$$\alpha = 0.326 \quad \beta = 0.869$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{40.50 \times 10^3}{0.869 \times 22.5 \times 348} = 4.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.60 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{rpa} = 0.007 \times 25 \times 25 = 4.38 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le choix de ferrailage :

$$A_s = \max (A_s ; A_{min} ; A_{rpa})$$

$$A_s = 5.22 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Le choix 6HA12} = 6.79 \text{ [cm}^2\text{]}$$

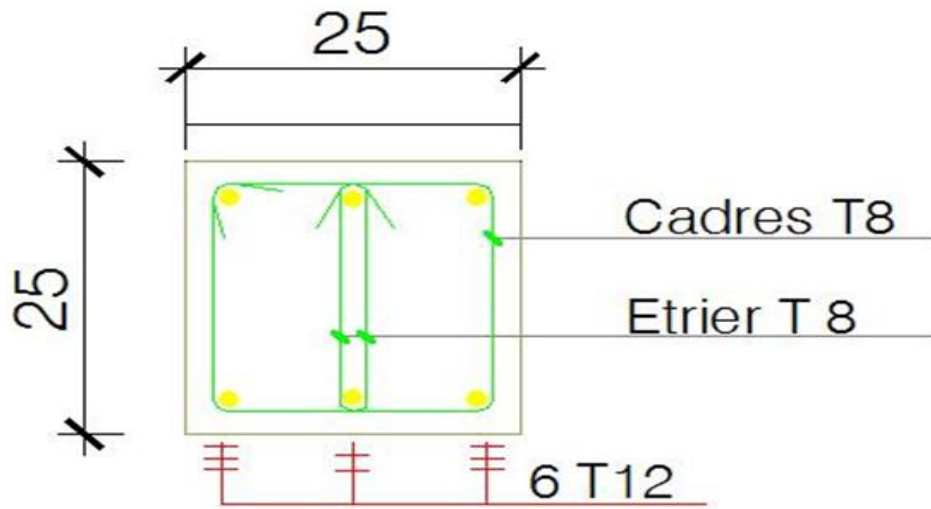


Schéma de ferrailage du poteau

IV.4. Système de fondation :

Les fondations sont des éléments de la partie inférieure de la structure qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

- On distingue deux types de fondations :

1. **Fondations superficielles** : Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, on a trois types de semelles :

- Semelles isolées.
- Semelles Filantes.
- Radiers générales.

2. **Fondations profondes** : Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments :

- Semelles sur pieux.
- Semelles sur puits.
- Semelles sur les parois moulées

IV.4.1 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bars.

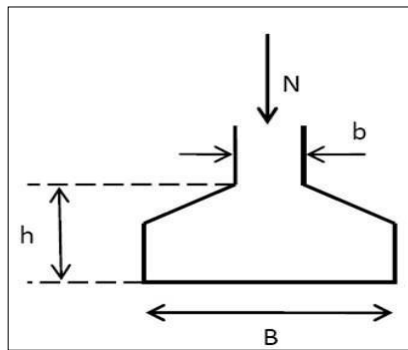


Figure IV.8: coupe d,d

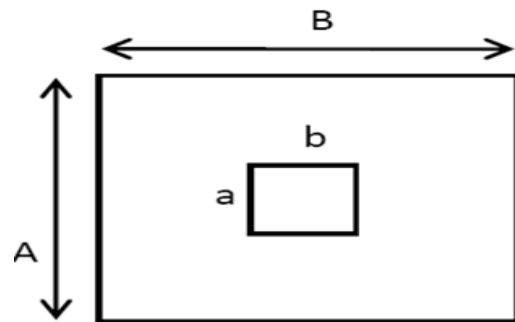


Figure IV.9 : Vue en plan

Avec :

a ; b : Les dimensions du poteau.

A ; B : Les dimensions de la semelle isolée.

IV.4.2. Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface de la semelle est donnée par :

$$\sigma_{sol} = \frac{Nu}{S} \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{Nu}{S} \leq \bar{\sigma} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}}$$

$$A=B$$

Le ferrailage :

$$Bb = Aa = \frac{Nu \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface totale des semelles.

La hauteur de la semelle : pour éviter la vérification du cisaillement on peut utiliser la condition réglementaire suivante :

$$H \geq \frac{A-a}{4}$$
 ,H : étant la hauteur utile de la semelle

Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (b × h).

$$N_{max} = 393.46 \text{ KN} = 39346 \text{ kg} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$S = A \times B \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \frac{393.46 \times 10^2}{2} = 19673 \text{ cm}^2$$

$$A=B \rightarrow A = \sqrt{S} = \sqrt{19673} = 140.41 \text{ cm}$$

En prend : A=140cm=1.4m B=1.4m

$$H \geq \frac{A-a}{4} = \frac{140-25}{4} = 28.75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

IV.4.3. Calcul des efforts revenants aux semelles isolées :

La figure suivante représente les sollicitations à la base des poteaux sous la combinaison **1.35G+1.5Q**
D'après les résultats

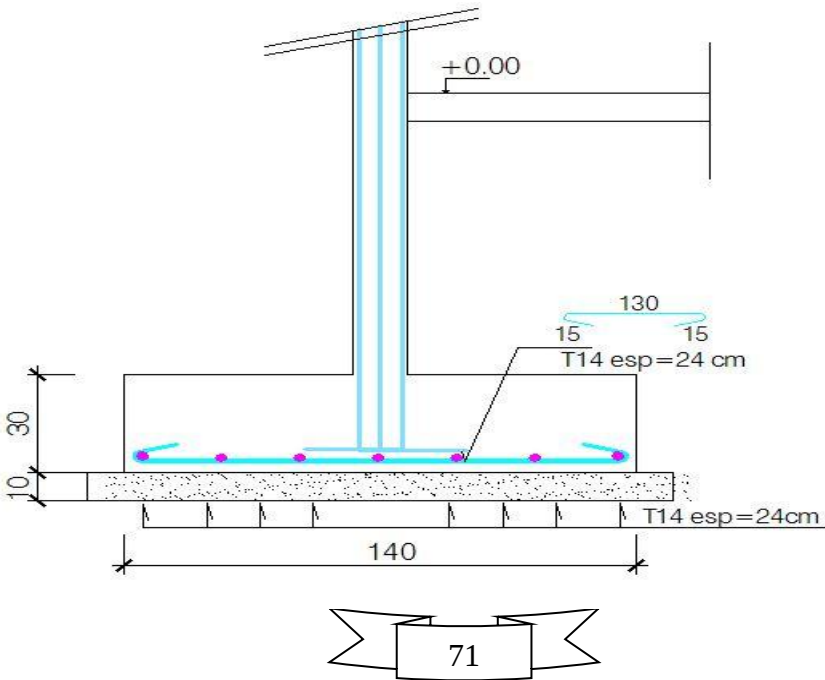
Semelles	$N_u(KN)$	σ_{sol} (KN/m^2)	(m^2)	A(m)	h (cm)
SE	393.46	200	1.40	1.40	30

Tableau IV.5 : dimensionnement des semelles.

Ferraillage des semelles :

Exemple de calcul :

$$A_a = B_b = \frac{Nu \times (A-a)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{393.46 \times (140-25) \times 10}{8 \times 22.5 \times 348} = 7.1 \text{ cm}^2$$
 le choix est 6HA14 ST = 24



Conclusion Générale

Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'études nous a donné l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre formation pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel, en nous appuyant sur les documents techniques et les règlements tels que le RPA 99/2003 et le BAEL 91. Nous avons utilisé le logiciel Autodesk Robot RSAP pour interpréter les résultats, ce qui nous a permis de déterminer le ferrailage des différents éléments de construction. L'étude de l'infrastructure s'est concentrée sur les semelles isolées, qui doivent bien reprendre les charges transmises par la structure au sol. Il est important de souligner que la réussite de ce travail repose sur la cohérence et la coopération entre l'ingénieur civil et l'architecte. Enfin, ce projet représente pour nous une première expérience, et nous espérons qu'il servira de référence pour d'autres projets de fin d'études.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

Les règles :

- + Règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version2003)
- + DTR B.C. 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation »
- + Règles BAEL modifiée 99
- + Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

Autres documents consultés :

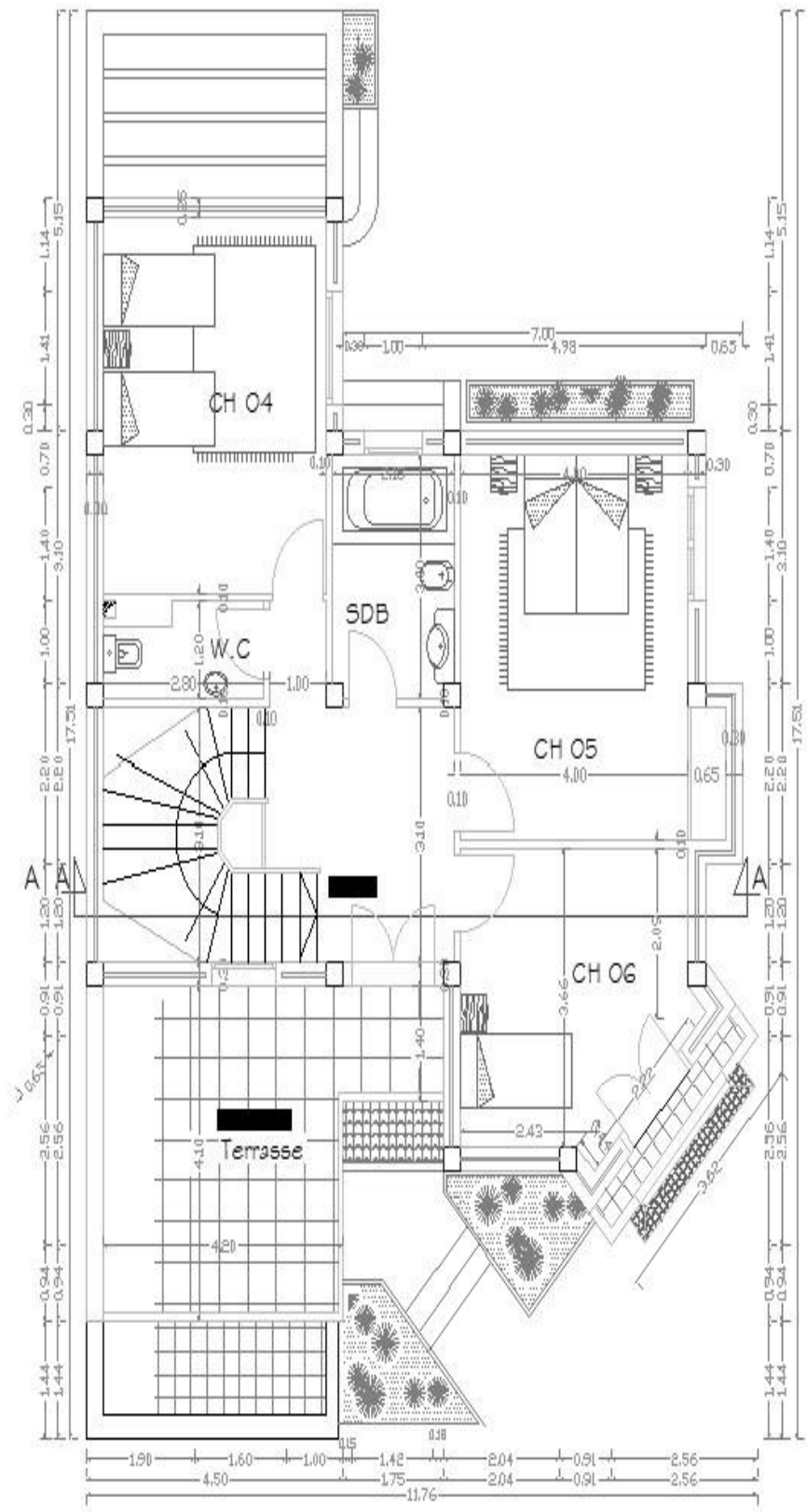
- + Mémoires de fin d'étude
- + Cours de béton armé du 3ème année Licence
- + Mémoire de recherche niveau master (G. khalfa ; F.daas)
- + Mémoire Pour L'obtention du Diplôme de Master En Génie Civil , étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (12) étages plus 1 sous sol, implanté à la commune de Relizane (DJIBOURA ABID, DELLAL AISSA)

Logiciels :

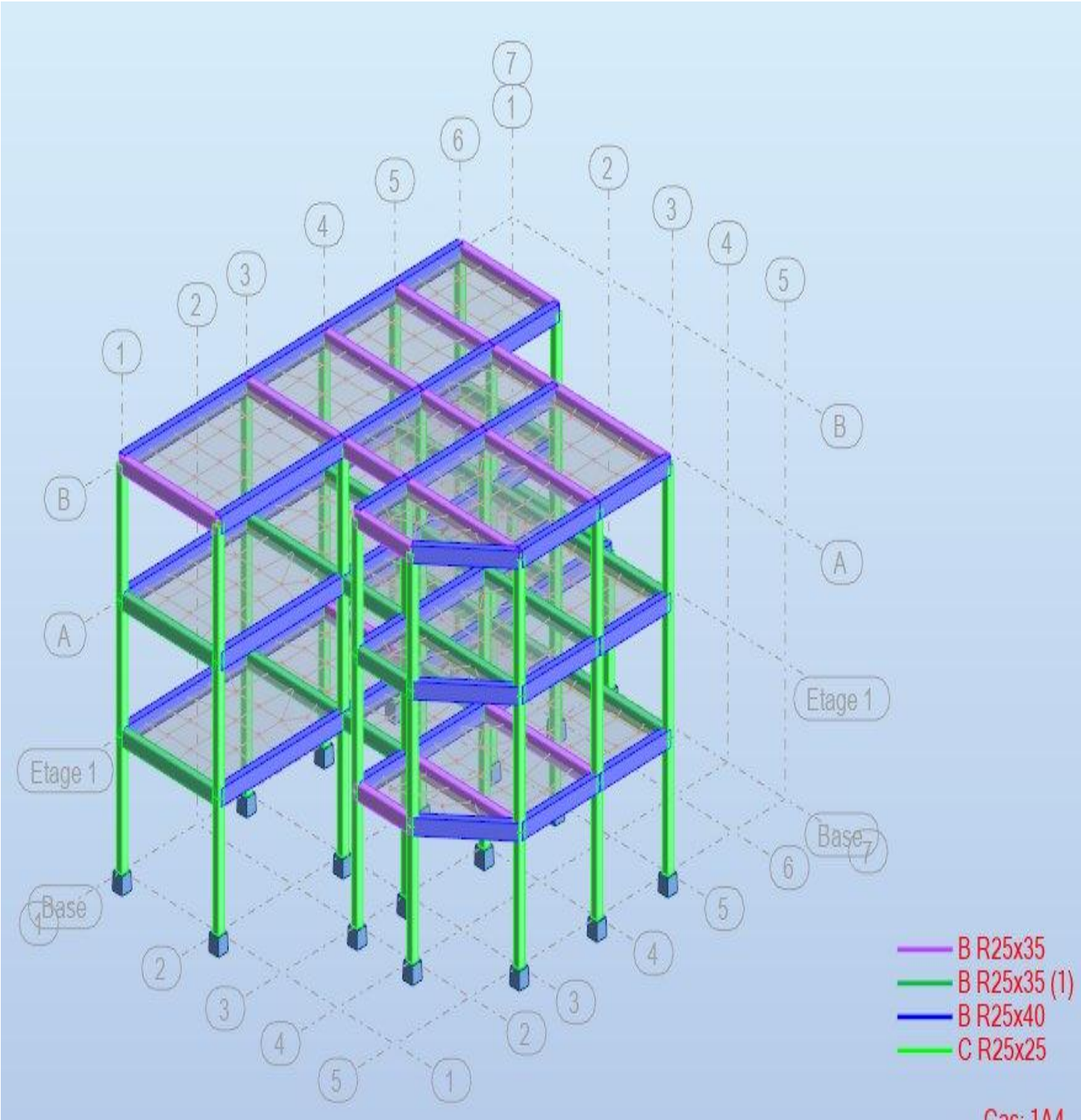
- + Auto desk robot structural analyse professionnel V2020...Modélisation et analyse
- + Auto desk Auto CAD 2020... Dessin

Annexes

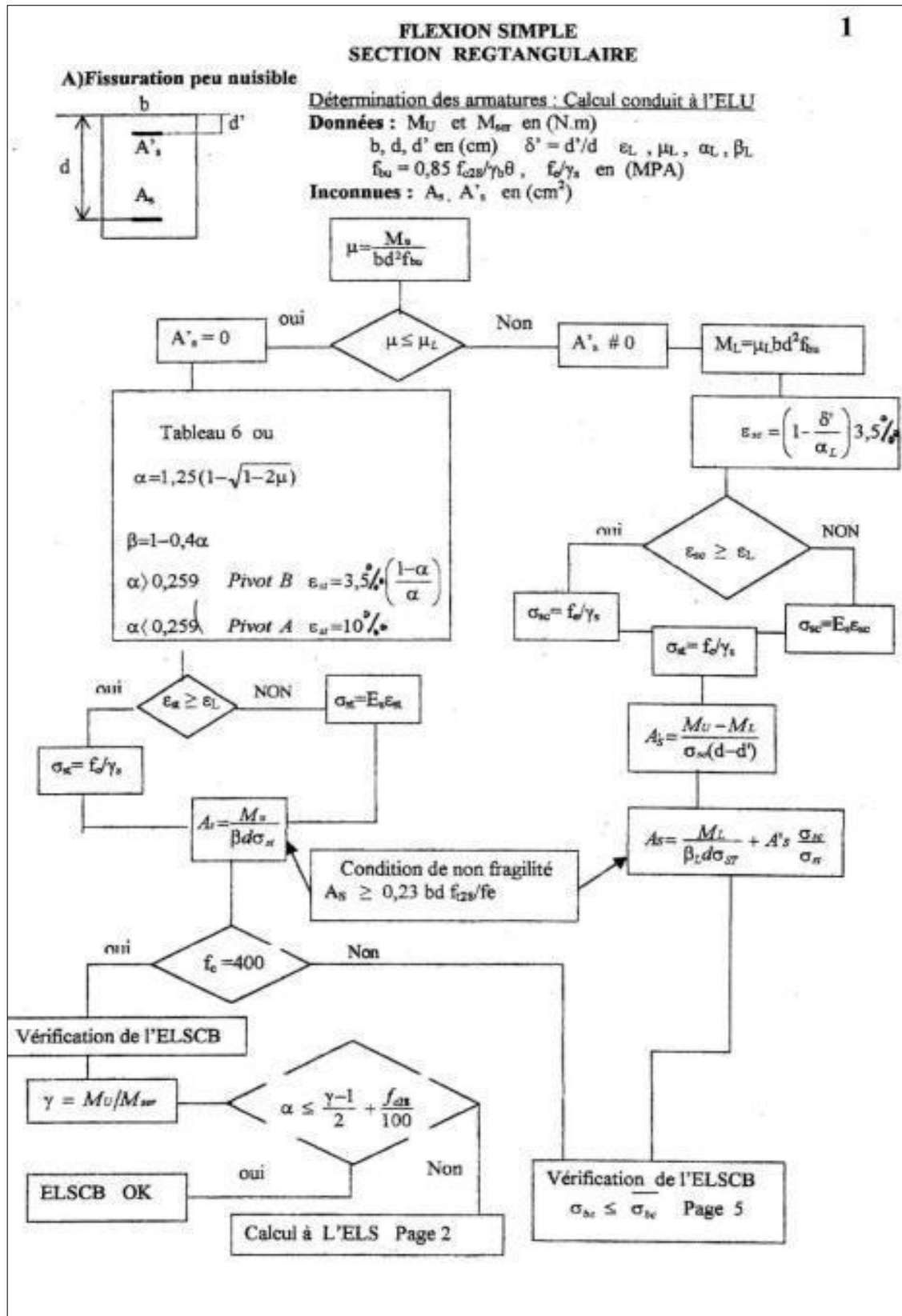




PLAN DU 2 ème ETAGE



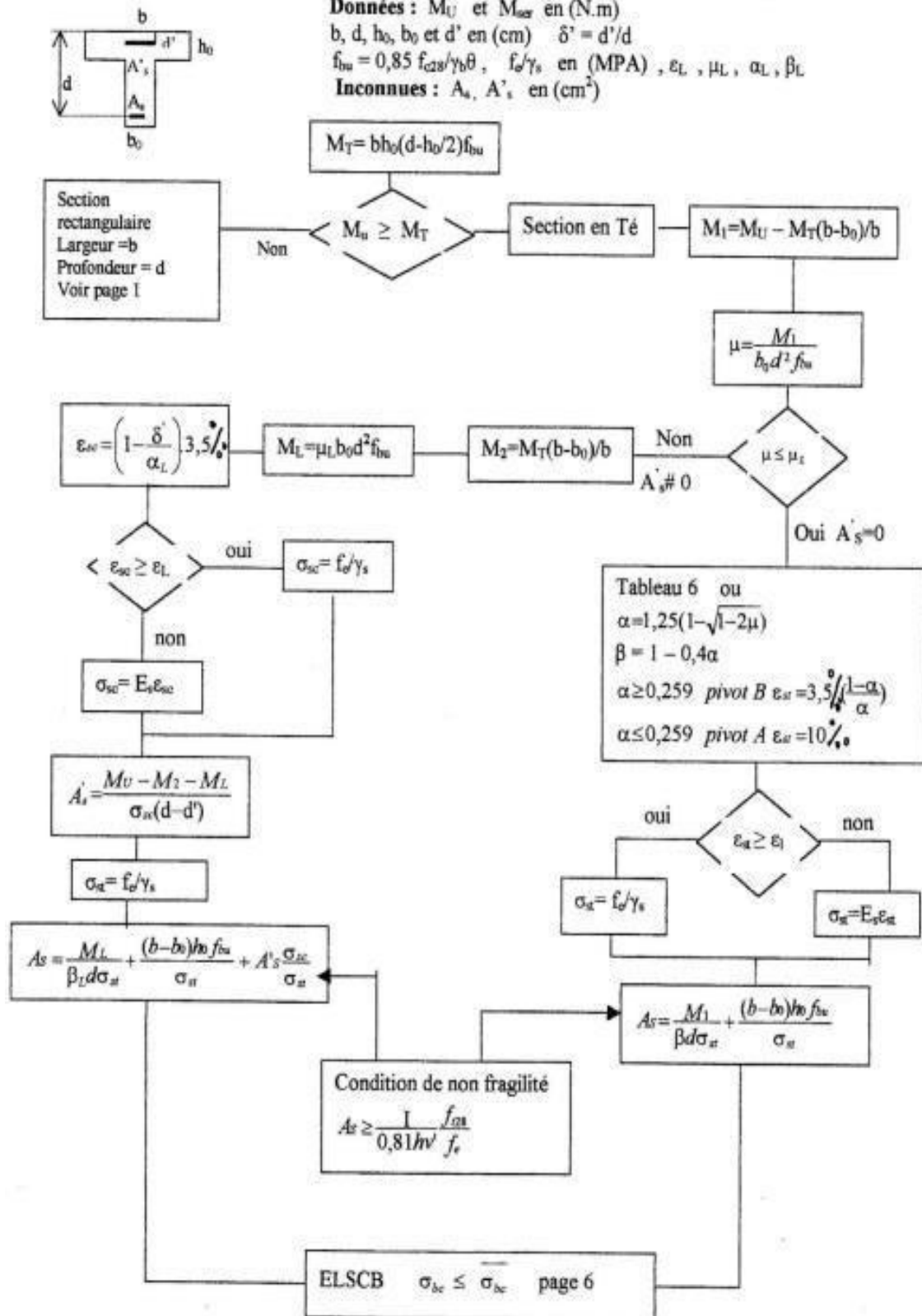
ANNEXE 1 : flexion simple



SECTION EN T 

A) fissuration peu nuisible :

Détermination des armatures : Calcul conduit   l'ELU

Données : M_U et M_{ser} en (N.m) b, d, h_0, b_0 et d' en (cm) $\delta' = d'/d$ $f_{bu} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b$, f_{sd}/γ_s en (MPa), $\epsilon_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$ Inconnues : A_s, A'_s en (cm^2)

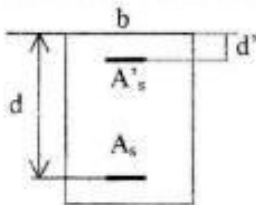
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Table 2.1.1. Coefficients of expansion of steel in the range of 0-200°C

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_{te}/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
ε_{et} (‰)	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_t	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

FLEXION SIMPLE SECTION RECTANGULAIRE

Vérification des contraintes à l'ELS



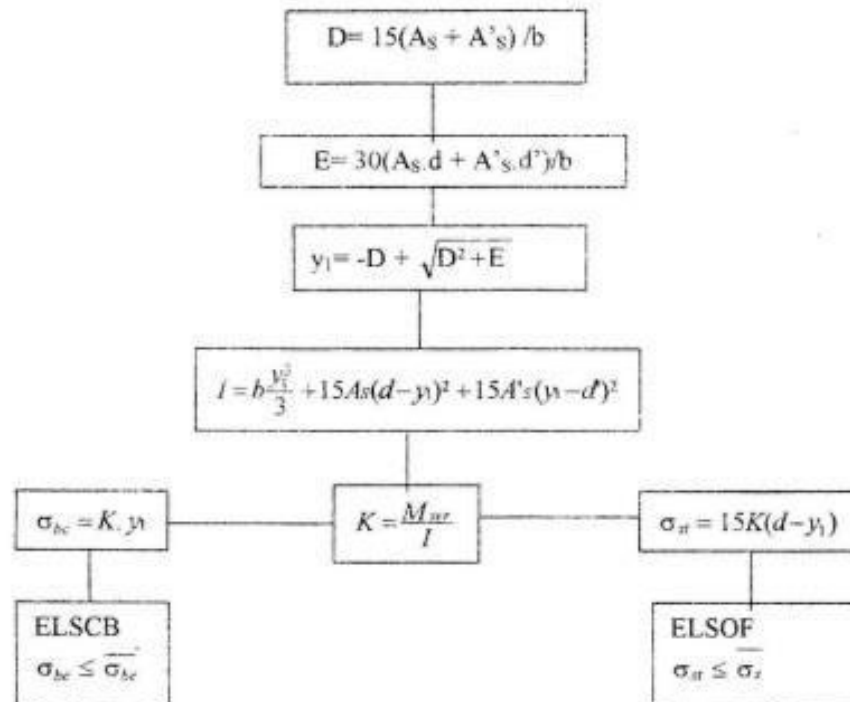
Données : M_{ser} en (N.m) b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_s, 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_s, 90\sqrt{\eta f_{c28}}\right) \dots \text{fissuration très préjudiciable}$$

f_{c28}, f_{t28}, f_e en (MPa)

Inconnues : σ_{bc}, σ_s



Si $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées) on peut utiliser le tableau 7 :

$$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{bd} \text{ du tableau on a } k_1 \text{ et } \beta_1 \implies \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{ELSCB}) \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (\text{ELSOF})$$

Tableau06 :

Etat-limite ultime de résistance											
TABLEAU 6 - Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T.											
μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,995	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

Tableau07 :

Etat-limite de service											
TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.											
β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1
0,985	0,041	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,040	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,158	0,0793	0,00107	74,20	0,113
0,983	0,039	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,038	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,037	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,040	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,041	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,042	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,043	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,044	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,045	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,046	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,047	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,048	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,049	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,050	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,051	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,052	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,053	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,054	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,055	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,056	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,057	0,0535	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,058	0,0549	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,059	0,0563	0,00050	113,3	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,060	0,0576	0,00052	110,3	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,061	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,062	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,063	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,064	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,065	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,066	0,0659	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,067	0,0673	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,068	0,0687	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,069	0,0701	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,070	0,0715	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,071	0,0729	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,072	0,0743	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,073	0,0757	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,074	0,0771	0,00100	77,7	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,18	0,369

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et 1000 ϵ_s en fonction de μ voir formulaire, chapitre II-C-2.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,734	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6946	0,731	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,6983	0,729	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7020	0,727	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,724	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,722	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,720	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,718	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,716	1,

Tableau07 (suite)

Etat-limite de service

ABEALU 7 (suite) - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

TABLEAU 7 (suite)

Valeurs de $\alpha_1, \mu_1, \mu_2, k_1$ et ρ_1 en fonction de β_1 .

Etat-limite de service

β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906	0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70	0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976	0,744	0,768	0,2857	0,0620	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47	0,744	0,768	0,2857	0,0620	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048	0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28	0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121	0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13	0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195	0,741	0,777	0,2879	0,0669	4,305	9,03	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04	0,741	0,777	0,2879	0,0669	4,305	9,03	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271	0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00	0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348	0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02	0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427	0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11	0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507	0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27	0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589	0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	31,51	0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	31,51
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673	0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83	0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759	0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26	0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846	0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79	0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935	0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45	0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026	0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24	0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119	0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19	0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214	0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31	0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312	0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63	0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411	0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18	0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512	0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00	0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616	0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,32	0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,32
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722	0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61	0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831	0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52	0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942	0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,55	0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,55
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055	0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00	0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171	0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80	0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290	0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55	0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412	0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48	0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537	0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96	0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665	0,716	0,852	0,3050	0,1171																				

