



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

MOUADEN Hadjer

SABET Ibrahim

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1) Implanté à Tiaret

Soutenu le :

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
FARHAT Ahmida	M A A	Président
ZIREGUE Ahmed	M C A	Examineur
MERGOUB Messaouda	M A A	Encadreur
MERRAH Ahmed	M C A	Invité

Année Universitaire 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Tous d'abord on remercie le bon dieu qui nous a aidé jusqu'à la fin de notre études.


*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur MMe: « **MERGHOUB Messaouda** » pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils et grâce à son appui on a achevé ce travail, ainsi Mr:*

*« **MERAH AHMED** » qui a contribué par ses conseils, et son aide*

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Je remercie tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce modeste travail.

En fin toute nos gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur de jury ce travail



إهداء

الحمد لله حبا وشكرا وامتنانا الذي بفضلله ها أنا اليوم انظر الى حلما طال انتظاره وقد أصبح واقعا أفخر
به
أهدي ثمرة نجاحي الى:

✚ من قال فيهما الله تعالى: «وقضى ربك الا تعبد لا إياه وبالوالدين احسان

✚ إلى ملاكي الطاهر، وقوتي بعد الله داعمتي الأولى والأبدية "أمي" أهديك هذا الإنجاز الذي لولا
تضحياتك لما كان له وجود ممتنة لأن الله قد اصطفاك لي من البشر يا خير سند و عوض.

✚ إلى من أضاء دربي وطريقي وقدوتي في كل خطوة اخطوها ودعمني بلا حدود واعطاني بلا
مقابل "أبي"

✚ إلى من قال فيهم: (سنشد عضدك بأخيك)

✚ إلى من مد يده دون كلل ولا ملل وقت ضعفي "اخواني" ادامكم الله ضلعا ثابتا لي

✚ إلى من تذكرني بقوتي وتقف خلفي كظلي "أختي أمينة"

✚ إلى كل أفراد أسرتي كبيرا وصغيرا

✚ إلى جميع أساتذتي الأعمام اللذين علموني وأرشدوني ووجهوني

من جامعة عمار تليجي لأغواط في تخصص هندسة مدنية

اللهم انفعني بما علمتني وانفع به

فالحمد لله على حسن التمام والختام

مؤنن هاجر
مؤنن هاجر



إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

...إلى من أضاءوا لي الطريق، وساندوني في رحلتي العلمية بكل حب واهتمام

إلى والديّ العزيزين، الذين لم يبخلوا عليّ بالدعاء والدعم والتشجيع، وقد كانوا لي نعم السند والعون في كل خطوة.

إلى أساتذتي الكرام، الذين لم يدخروا جهدًا في تعليمي وتوجيهي، وكانوا لي نبع المعرفة والإلهام

إلى إخوتي وأختي، الذين كانوا دائمًا معي، يشجعونني ويدعمونني، ويغمرونني بحبهم واهتمامهم.

إلى أصدقائي الأعزاء، الذين شاركوني لحظات النجاح والفشل، وكانوا لي رفقاء الدرب في هذه الرحلة.

إلى كل من ساهم في تحقيق هذا الحلم، أقدم لكم هذه المذكرة تعبيرًا عن شكري وامتناني.



سابت ابراهيم

ملخص

يتكون المبنى من جزأين متميزين بارتفاعات مختلفة، الهدف من هذا العمل هو دراسة مبنى سكني (الطابق الأرضي +الطابق) من الخرسانة المسلحة حسب التنظيم يتكون السكن من تراس مغلق لا يمكن الوصول اليه. تم تشييد المبنى بولاية (تيارت) المصنفة بالمنطقة الزلزالية رقم (1) حسب القواعد الجزائرية

(RPA 99 VERSION 2003).

تم ضمان استقرار الهيكل من خلال الكمرات والاعمدة، إن دراسة وحساب الابعاد و التسليح لجميع العناصر المقاومة تتوافق مع قواعد التصميم والحساب للهيكل الخرسانية المسلحة

(BAEL91 modifié 99 RPA99/version2003 ; CBA93).

تم حساب تقوية العناصر الحاملة (الاعمدة+ الكمرات) باستخدام برنامج التسليح.

تم دراسة وتحليل هذا المشروع باستخدام برنامج ROBOT.

الكلمات المفتاحية:

المبنى، خرسانة مسلحة، ROBOT، BAEL91 modifié 99، RPA99 modifié 2003.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+1) Le bâtiment se compose de deux parties distinctes de hauteurs différentes. L'habitation est composé d'un terrasse fermée inaccessible.. Le bâtiment est construit dans la région de TIARET classée zone sismique numéro I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 VERSION 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux. L'étude et le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles de construction en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99 ; RPA99/version2003 ; CBA93).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel " ROPOT".
Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres) a été calculé par le logiciel de ferrailage

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, ROPOT, BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié 2003.

Abstract

The objective of this work is to study a reinforced concrete residential building (R+1). The building consists of two distinct parts of different heights. The residence consists of a closed inaccessible terrace. The building is constructed in the TIARET region classified as seismic zone number I according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 VERSION 2003).

Beams and columns ensure the stability of the structure. The study and calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements comply with the current construction regulations, namely (BAEL91 modified 99; RPA99/version2003; CBA93).

The study and analysis of this project were established using the "ROPOT" software. The reinforcement of load-bearing elements (columns and beams) was calculated using the reinforcement software.

Keywords:

Building, reinforced concrete, ROPOT, BAEL91 modified 99, RPA99 modified 2003.

Table des matières :

I -1) INTRODUCTION:	17
I -2-1) <i>Caractéristique géométriques:</i>	17
I -3) L'ossature:	18
I -4) Caractéristiques géotechniques du sol:	18
I -5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	18
I -5-1) Béton :.....	18
a) Composition du béton :	18
b) Résistance mécanique :	19
I -5-2) Acier :.....	21
I -6 Hypothèse de calcul :	23
Sollicitation de calcule :	23
//-1) INTRODECTION:	26
II -2) Descente de charges:	26
II -2-1) Introduction:	26
II -2-2) <i>Plancher terrasse inaccessible:</i>	26
II -2-3) Plancher étages:	27
II -2-4) Maçonnerie:	28
II -2-5) Acrotère;	29
II -3) les poutres :	30
II -3-1) Détermination de b et h:	30
II -3-2) Vérification:	31
II -3) Les Planchers:	32
II -4) Les poteaux:	33
//-4-1) dimensions du poteau le plus sollicité : (B-2).....	34

a)	<i>Calcul la surface «S_{poteau}» :</i>	34
b)	<i>Calcul de l'effort normal ultime «N_u»:</i>	34
c)	<i>Calcul de section réduite du poteau «Br» :</i>	35
d)	<i>Calcul λ :</i>	35
e)	<i>Vérification vis à vis du RPA99/V 2003 :</i>	36
f)	<i>Calcul de la Section d'acier comprimé «A» :</i>	36
II-5)	L'escaliers:	38
II.5-1)	Détermination des dimensions :	38
II.5-2)	Méthode de calcul :	39
1.	<i>paillas :</i>	39
2.	<i>Palier :</i>	40
II.6)	Calcul de l'acrotère:	41
II.6-1)	Calcul des armatures transversales:	41
II.7)	Balcons:	42
II.7-1)	Définition :	42
II.7-2)	Calcul de Sollicitation :	42
III.1)	INTRODUCTION:	46
III.2)	Calcul le ferrailage de l'escaliers:	46
•	<i>En travée :</i>	48
•	<i>L'espacement :</i>	49
•	<i>Vérification à l'ELU :</i>	50
III.2-1)	Calcul des armatures transversales:	50
III.2-2)	<i>Calcul de la poutre palière :</i>	52
1)	Définition : La poutre palière reçoit le chargement qui provient de la paillasse et palier en plus de son poids propre, elle est encadrée dans les deux côtés.....	52
2)	Pré dimensionnement :	52
3)	Sollicitations :	53
III.2-3)	calcul de ferrailage de poutre palière :	54

•	En travée :	54
•	Vérification à l'ELU :	55
•	Vérification de la contrainte tangentielle :	55
	III.3) Calcul le ferrailage de l'acrotère :	58
•	E.L.U :	59
•	E.L.S :	59
	III.3-5) Espacement:	61
	III.3-6) Vérification de l'effort tranchant:	61
	III.4) Calcul le ferrailage de Balcon:	62
	II.4-1) Combinaison des charges:.....	62
•	Calcul de ferrailage de balcon :	63
•	. ESPACEMENT DES ARMATURES.....	65
	III.5) Calcul le ferrailage de Planchers:	66
	III.5-1) Calcul des Sollicitation des planches :	66
	III.5-2) Détermination des ferrailages:.....	67
•	ELU :	67
	III.6) ferrailage des poutres :	71
•	Combinaison fondamentale :	71
1)	Étude des poutres principales P.P (45 × 25) cm ²	71
1)	-En travée :	72
•	Calcul des armatures longitudinales selon leRPA99V2003.....	73
•	Choix des armatures	73
2)	-En appui:	73
•	Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99V2003.....	74
•	Choix des armatures :	74
•	Vérification E.L.S:	75
	Tableau (III-7): Vérification à l'ELS.....	75
•	Vérification de l'effort tranchant	75
•	Calcul des armatures transversales	75
•	Espacements.....	76

$S_r = 36\text{cm}$	76
• Vérification de la flèche.....	76
<i>III.6) ferrailage des poteaux :</i>	79
III.6-1) Calcul du Poteau d'étage :	79
III.6-2) Calcul du Poteau de Terrasse :	82
<i>IV-1) Système de fondation:</i>	88
IV-1-1). Fondations superficielles :	88
IV-1- 2).Fondations profondes :	88
IV-1-3). Choix de type de fondation :	88
IV-1-3). Calcul de surface revenant à la semelle :	89
Calcul des efforts revenants aux semelles isolées :.....	90
Ferrailage des semelles : Exemple de calcul	91
<i>Conclusion générale</i>	93
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :</i>	94

Leistes des figeur :

Fig. I -1: Façade de bâtiment.....	16
Fig. I -4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELU.....	21
Fig. I -5 : Diagramme des contraintes –déformations du béton à L'ELS.....	21
Fig. I -6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	22
Fig. II -1 : Coupe transversale au niveau de plancher terrasse en corps creux...27	
Fig. II -2 : corps creux.....	28
Fig. II - 3 : Plancher étage en corps ceux.....	29
Fig. II -4: Murs.....	29
Fig. II -5 : coupe d'un acrotère en béton armé.....	32
Fig. II -6: coupe d'un plancher à corps creux.....	34

Fig. II - 7: La section le plus sollicité du poteau	36
Fig. II -8 : détermination de la section Br.	38
Fig. II -10: escalier droites.....	38
Fig. II -11: Vue en plan d'escalier.....	41
Fig. II -12: Schéma représentatif de l'acrotère	41
Fig. II -13 : schéma de balcon.	43
Fig. III -1:Sollicitation a l'état limite ultime de résistance.....	47
Fig. III -2:Le diagramme des moments à ELU.....	47
Fig. III -3:Le diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	47
<i>Fig. III -4: Sollicitation a l'état limite de service.....</i>	47
Fig. III -5: Le diagramme des moments à ELS.....	48
Fig. III -6:Le diagramme de l'effort tranchant à ELS.....	48
Fig. III -7:Ferraillage de l'escalier en travée.....	50
Fig III-8:Schéma statique de la poutre palière.....	53
Fig. III -9: diagramme des moments à ELU	53
Fig. III -10: diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	53
Fig. III -11: Le diagramme des moments à ELS.....	53
Fig. III -12: Le diagramme de l'effort tranchant à ELS.....	54
Fig. III -14: Ferraillage de la poutre palière.....	54
Fig. III -15: Ferraillage de l'escalier.....	57
Fig. III -16: Ferraillage de l'acrotère.....	62
Fig. III -17: Ferraillage de balcon 2.80m.....	65

<u>Fig. III -18:</u> Ferrailage de balcon 1 .70m.....	66
Fig. III -19: récapitulation des résultats des poutrelles(ELU).....	66
<u>Fig. III -20:</u> récapitulation des résultats des poutrelles(ELS).....	67
Fig. III -21: Ferrailages des poutrelles en appuis	70
Fig. III -22: Ferrailages des poutrelles En travées.....	70
Fig. III -23: Ferrailages des poutre en appuis et travées	78
Fig. III -24: Plan de ferrailage des poutres.....	78
<u>Fig. III -25:</u> COUPE en appuis et travées.....	85
<u>Fig. III -26:</u> Ferrailage de poteau.....	86
Fig IV.1 : coupe d,d'	89
Fig IV.2 : Vue en plan.....	89
Fig IV.3 : Ferrailage de poteaux.....	92

NOTATIONS ET SYMBOLES :

- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression de béton a « j » jour.
- f_{tj} : Résistance caractéristique a la traction de béton à « j » jour.
- f_{bc} : Résistance biaxiale de compression.
- f_{bu} : Contrainte ultime du béton.
- E_{tj} : Module de déformation instantanée.
- E_{vj} : Module de déformation longitudinal différée.
- σ_s : Contrainte de calcul de l'acier.
- σ_b : *Contrainte de calcul du béton.*
- γ_b : *Coefficient de sécurité du béton.*
- γ_s : *Coefficient de sécurité du l'acier.*
- ε_s : *Allongement ou raccourcissement de l'acier.*
- $\overline{\tau}_u$: *Contrainte admissible de cisaillement.*
- ϕ_t : *Diamètre des armatures transversales.*
- ε_{bc} : *Déformation ultime du béton.*
- S_t : *Espacement entre barre transversale.*
- l_f : *Longueur de flambement.*
- ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.
- η : Coefficient de fissuration.
- λ : Elancement.
- ϑ : Coefficient tenant compte la durée d'application de charge.
- β : Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouvert.
- E : Module d'élasticité.
- l_{min} : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section.
- τ : Contrainte ultime de cisaillement.
- A : Aire d'une section d'acier.
- B_r : Section réduite du poteau.
- B : Section d'aciers pour l'ELU.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A' : Section d'aciers comprimés.

ELS: Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

M: Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

N: Effort normal.

N_u : Effort normal d'ultime.

N_s : Effort normal en service.

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures toute en utilisant l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, afin d'assurer la sécurité publique.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et au calcul d'un bâtiment (R+1) implanté à TIARET

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/V 2003, BAEL91 et CBA93 utilisés en Algérie)

Il est clair que le calcul manuel des éléments structuraux est plus long et conduit à des résultats moins précis. Toutefois, il existe aujourd'hui des logiciels tels que AUTO CAD 2021 et ROBOT 2024 Qui permettent de réduire le temps de travail, et obtenir des résultats plus satisfaisants.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une structure de la mémoire comme suit :

- Le 1^{er} chapitre constitue à une Présentation de la structure et caractéristique des matériaux
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré-dimensionnement des éléments et descente des charges
- Le troisième chapitre qui est une étape importante pour notre étude, c'est le calcul des ferrailages des éléments et vérification .
- Dans le quatrième chapitre nous étudions des fondations (sous-sol)
Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.



CHAPITRE /

CHAPITRE /

I -1) INTRODUCTION:

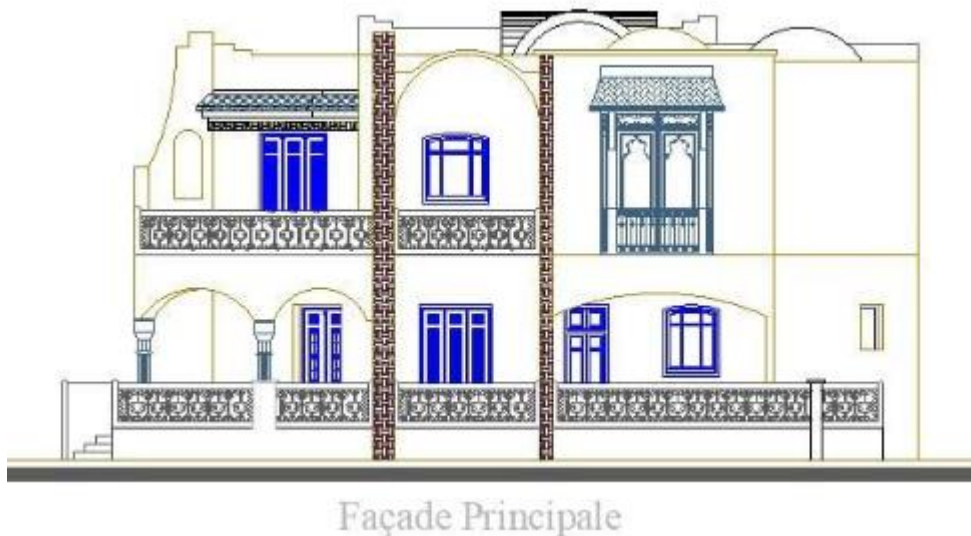
Pour nos études en génie civil, nous avons fait un projet de fin d'études qui implique la construction d'un bâtiment (R+1) en béton armé.

Dans la seconde partie, nous nous sommes basés sur cette étude théorique afin de présenter une conception préliminaire des éléments structurels et non structurels de notre projet, en respectant les normes algériennes (RPA).

En conclusion, il est restreint à réaliser des modélisations pour évaluer le Ferrailage des éléments de l'ouvrage (semelle, poteaux, poutres, plancher, Escalier...).

I -2) Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé R+1 implanté à TIARET



-Fig. I -1: Façade de bâtiment.

I -2-1) Caractéristique géométriques:

Dimensions en élévation	Dimensions en plan
-Hauteur totale du bâtiment : 6.12m	-Longueur : 12.60m -Largeur : 16.41m

-Hauteur du RDC : 3.06m	
-Hauteur de 1 Etage : 3.06m	

I -3) L'ossature:

Les composants de cette structure sont composés de portiques en poteaux et poutres.

I -4) Caractéristiques géotechniques du sol:

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol meuble, de sol $\sigma_{sol} = 2.0bar$ et un encrage=1.40m

I -5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91)

I -5-1) Béton :

a) Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

- 1) une résistance mécanique élevée.
- 2) un retrait minimum.
- 3) une bonne durabilité.

- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre : $23mm < Cg < 25mm$.

- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).

- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
- **Sable** : sable 0/5, il a été utilisé pour la construction et le sable 0/2,5 qui a été utilisé pour la maçonnerie.

b) Résistance mécanique :

***Résistance caractéristique à la compression :** Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{C28} \leq 40 \text{ (MPa)} \longrightarrow F_{Cj} = j * F_{C28} / (4.76 + 0.8 j). \\ F_{C28} > 40 \text{ (MPa)} \longrightarrow F_{Cj} = j * F_{C28} / (1.40 + 0.95 j). \end{array} \right. \quad \text{Pour} \quad \begin{array}{l} 28j < j < 60j \dots\dots\dots F_{Cj} = F_{C28} \\ j \geq 60j \quad \dots\dots\dots F_{Cj} = 1.1 F_{C28} \end{array}$$

Pour notre étude on prend : $F_{C28} = 25 \text{ (MPa)}$.

***Résistance caractéristique à la traction :** La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj} \longrightarrow \text{Donc, pour : } \left\{ \begin{array}{l} F_{C28} = 25 \text{ (MPa)} \\ F_{t28} = 2.1 \text{ (MPa)} \end{array} \right.$$

***Déformation du béton :**

_Module d'élasticité longitudinal : Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal ».

Module d'élasticité instantané : Dans les conditions normales d'application inférieure à « 24 heures », le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de(j) jours, connu sous le nom de "E{ij}", est de :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow \text{Donc : } E_{ij} = 32164,2 \text{ (MPa)} \dots \text{ (BAEL 91)}$$

_Module d'élasticité différée : Il est admis que dans des conditions d'application prolongées et afin de prendre en considération l'effet de fluage du béton, on utilise un module équivalent :

$$E_{vi} = E_{ij} / 3 \longrightarrow \text{Donc : } E_{ij} = 11000 \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91)}$$

*Contraintes limites :

_Contrainte limite à la compression :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPA) (BAEL 91)}$$

On prend : $\gamma_b = 1.5$ Sollicitation durables $\implies \sigma_b = 14,17 \text{ (MPA)}$

$\gamma_b = 1.15$ Sollicitation accidentelles $\implies \sigma_b = 18,47 \text{ (MPA)}$

$\theta = 1$ La durée > 24h

$\theta = 0,9$ La durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ La durée < 1h

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \left(\frac{Kg}{cm^3}\right)$

_Contrainte limite de cisaillement :

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ (MPA)} \end{array} \right. \implies \bar{\tau} = \left\{ \begin{array}{l} 3.33 \text{ (MPA)} \text{ situation courante} \\ 4.35 \text{ (MPA)} \text{ situation acciden} \end{array} \right.$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

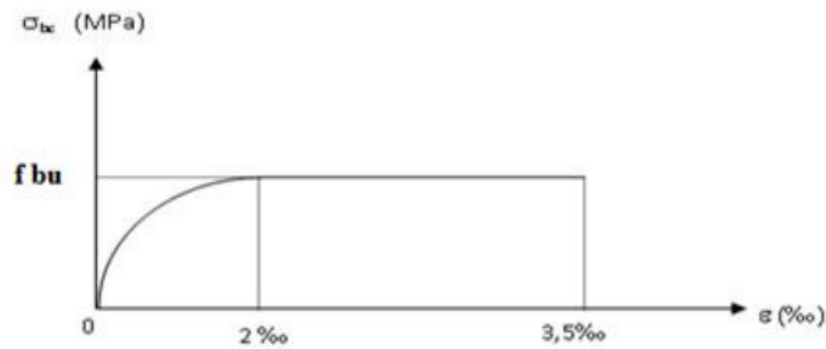
$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ (MPA)} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ (MPA)} \text{ situation courante} \\ 3.26 \text{ (MPA)} \text{ situation courante} \end{array} \right.$$

_Contraintes de service à la compression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} \implies \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 25 \text{ (MPA)}}$$

_Diagramme contraintes déformations : Lorsqu'on calcule le béton armé en fonction des états limites, on substitue les digrammes réels par les diagrammes conventionnels suivants :

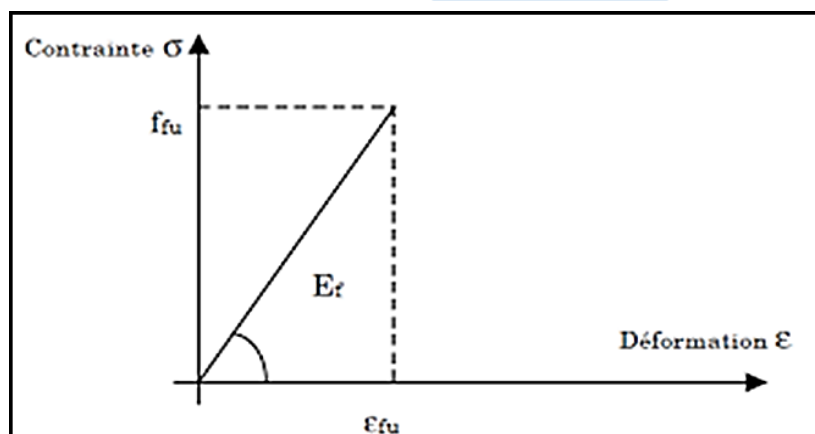
a-) **-L'état limite ultime :** Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bc}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.



-Fig. I -4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELU.

b-) -L'état limite de service : Dans cette situation, on considère que le diagramme de contrainte déformation est linéaire et que la contrainte limite est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28}$$



-Fig. I -5 : Diagramme des contraintes –déformations du béton à L'ELS

I -5-2) Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on renforce le béton par des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Fe E 400 → fe = 400 (MPA).

Fe E 235 → fe = 235(MPA)

a) Module d'élasticité longitudinale :

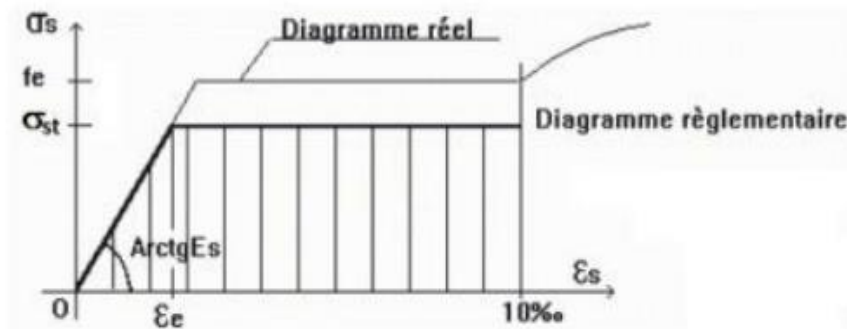
Est près égale $E_s = 2 \times 10^5 \text{ (MPA)}$

b) contraintes limites :

* *Etat limite ultime : ELU :*

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186,96 \text{ (MPA)} \\ \text{Barre H .A : } \sigma_s = 347,83 \text{ (MPA)} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.
 $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.



-Fig. I -6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

**Etat limite de service : ELS :*

_Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{f_e \times \eta} \end{array} \right.$$

_Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{f_{c28} \times \eta} \end{array} \right.$$

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers a HR.

I -6 Hypothèse de calcul :

Calcul aux états limites de service (E.L.S) :

- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton dans les sections droites
- ✓ . On néglige la résistance de traction du béton.
- ✓ Le béton et l'acier sont perçus comme des matériaux élastiques de manière linéaire.

Il est considéré que le rapport des modules d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton est de :

$$n = \frac{E_s}{E_b} \longrightarrow n = 15.$$

n : est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :

- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton dans les sections droites.
- ✓ On néglige le béton tendu.
- ✓ Le poids relatif de l'acier est restreint à 10%.
- ✓ Le maximum de raccourcissement du béton est restreint à :

$$\epsilon_{bc} = 3,5\% \quad \text{en flexion.}$$

$$\epsilon_{bc} = 2\% \quad \text{en compression centrée.}$$

Sollicitation de calcule :

a) *Etat limite ultime :*

Combinaisons fondamentales

$$S_D = 1,35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Qi} \times Q_I + \sum (1,3 \times \psi_{Qi} \times Q_i)$$

Avec :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des action permanente favorable.

γ_{Qi} : 1.5 dans le cas général .

Q_I : une action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

ψ_{Qi} : 0.3/0.6.

b) Etat limite service :

$$G_{max} + G_{min} + Q_i + \sum \psi_{Qi}$$



CHAPITRE II

CHAPITRE II

II-1) INTRODECTION:

Le pré dimensionnement des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres joue un rôle fondamental dans la réalisation d'une structure en génie civil. Il repose sur l'analyse des charges verticales et des surcharges qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Pour cela, on utilise des méthodes établies par les règlements en vigueur, notamment le [RPA99 version 2003](#), le [BAEL 91 modifié 99](#) et le [CBA 93 \(règles de conception et de calcul des structures en béton armé\)](#).

Ces réglementations fournissent des critères spécifiques pour évaluer les dimensions initiales " pré dimensionnement " des éléments porteurs en fonction des charges appliquées, en tenant compte des propriétés mécaniques du matériau et des exigences de sécurité.

II -2) Descente de charges:

II -2-1) Introduction:

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Acrotère (main courante).....	Q =1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible).....	Q =1,0kN/m²
Escaliers.....	Q = 2,5 kN/m
Balcon.....	Q =3,5kN/m²

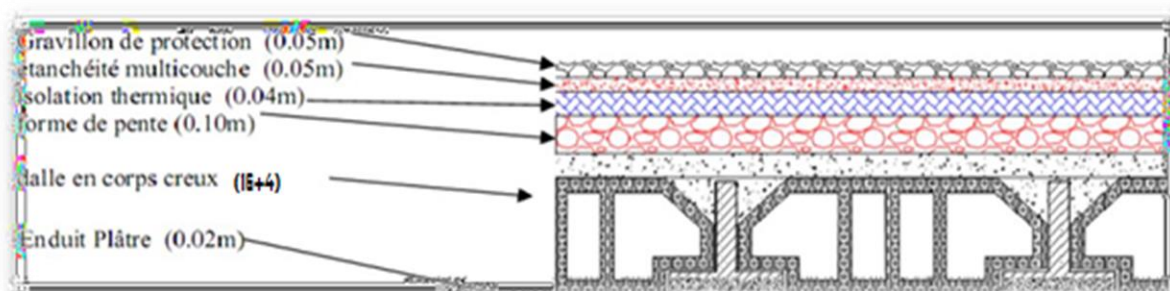
II -2-2) Plancher terrasse inaccessible:

a) *Etanchéité multicouches :*

Tableau II -1 : Descente de charges de plancher terrasse.

Désignation	G (KN/ m ²)
-------------	-------------------------

<i>Protection gravillon (5cm)</i>	$0,05 \times 10 = 0,50$
<i>Etanchéité multicouche (2cm)</i>	0,12
<i>Protection de l'étanchéité par papier kraft</i>	0,15
<i>Forme de pente (10cm)</i>	$0,10 \times 22 = 2,20$
<i>Isolation thermique (liège)</i>	0,20
<i>Filme par vapeur</i>	0,05
<i>Filme polyane</i>	0,05
<i>Dalle en corps creux (ep = 16+4) cm</i>	2,85
<i>Enduit en Plâtre (ep = 2cm)</i>	0,24
	$G_t = 6,95$
	$Q_t = 1$



-Fig. II -1 : Coupe transversale au niveau de plancher terrasse en corps creux.

II -2-3) Plancher étages:

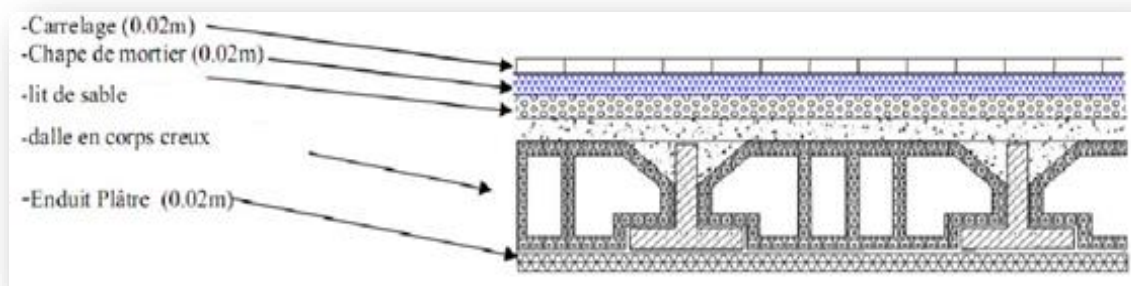
a) plancher en corps creux :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.



-Fig. II -2 : corps creux**Tableau II -2 :** Descente de charges de planchers étage en corps-creux

<i>Désignation</i>	<i>G (KN/ m²)</i>
Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40$
Lit de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75$
Cloison légère	0,75
Isolation phonique	0,10
Plancher (16+4)	2,85
<i>Enduit en plâtre (2cm)</i>	$0,02 \times 12 = 0,24$
	G=5,53
	Q= 1.5

**-Fig. II - 3 :** Plancher étage en corps creux**II -2-4) Maçonnerie:**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

-Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur)

-Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm

d'épaisseur.

Tableau II -3 : Descente de Maçonnerie

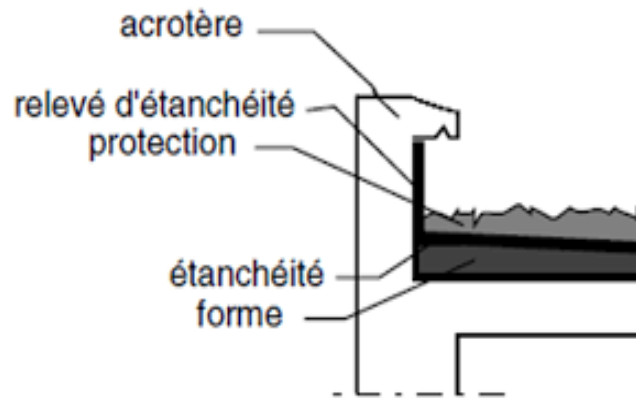
<i>Désignation</i>	<i>G (KN/ m²)</i>
Enduit ciment	0,18
Briques creuse (10 + 5)	3,35
Enduit en Plâtre	0,24
	G=3,77



-Fig. II -4: Murs

II -2-5) Acrotère;

$$[(0.2 \times 0.1) + (0.4 \times 0.1)] \times 25 = 1.5 \left(\frac{KN}{ml} \right)$$



-Fig. II -5 : coupe d'un acrotère en béton armé

II -3) les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres en béton armé peut être effectué en suivant les trois étapes décrites :

- Détermination des dimensions (h, b) : [Le B.A.E.L 91](#) modifié 99 fournit des formules empiriques qui permettent de calculer les dimensions de la poutre en fonction de différents paramètres tels que la portée, la charge à supporter, les contraintes admissibles, etc.
- Vérification des conditions imposées par le Règlement Parasismique Algérien ([RPA 99 version 2003](#)) : Le RPA 99 énonce les exigences spécifiques pour la conception parasismique des structures en Algérie.
- Vérification de la rigidité : Outre les dimensions et les exigences parasismiques, il est également essentiel de vérifier la rigidité de la poutre. Cela implique de s'assurer que la poutre est suffisamment rigide pour supporter les charges appliquées et éviter toutes déformations indésirables.

II -3-1 Détermination de b et h:

Selon le [B.A.E.L.91](#), le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

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

h : Hauteur de la poutre.

|| -3-2 Vérification:

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20(\text{cm}) \\ h \geq 30(\text{cm}) \\ \frac{h}{b} < 4(\text{cm}) \end{array} \right.$$

$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ b_1 : est la plus petite dimension de la section du poteau.

a) Poutres principales :

- Hauteur : $L_{\max}=490(\text{cm})$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$32,66 \leq h \leq 49$$

On prend : **h = 45(cm)**

- Largeur :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

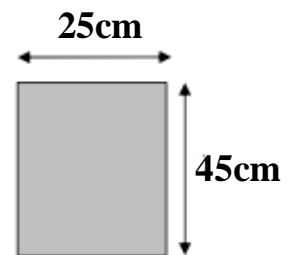
On prend : **b = 25(cm)**

- Vérification selon le **RPA 99 v-2003** on a :

$h = 45 \text{ cm} \rightarrow h > 30 \text{ cm}$ vérifier.

$b = 25 \text{ cm} \rightarrow b \geq 20 \text{ cm}$ vérifier.

$h/b = 1.8 \leq 4 \rightarrow$ vérifier



b) Poutres secondaires :

- Hauteur : $L_{\max}=336(\text{cm})$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{336}{15} \leq h \leq \frac{336}{10}$$

$$22,4 \leq h \leq 33,6$$

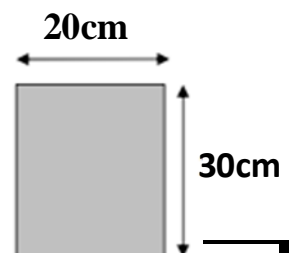
On prend : **h = 30(cm)**

- Largeur :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$9 \leq b \leq 21$$

On prend : **b = 20(cm)**



- Vérification selon le RPA 99 v-2003 on a :

$h = 30 \text{ (cm)} \rightarrow h \geq 30 \text{ cm}$ vérifie

$b = 20 \text{ (cm)} \rightarrow b \geq 20 \text{ cm}$ vérifier

$h/b = 1.5 \leq 4 \rightarrow$ vérifier

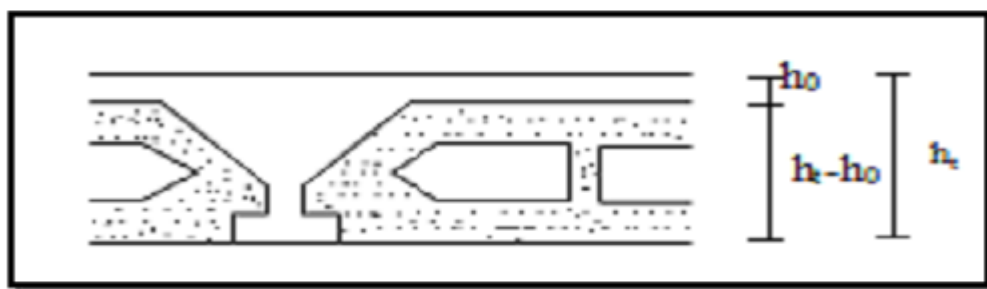
Poutres principales :	
L	(h×b)
350	(30×20)
490	(45×25)
410	(35×20)
360	(30×20)
310	(30×20)
373	(30×20)
234	(35×20)

Poutres secondaires :	
L	(h×b)
250	(30×20)
313	(30×20)
228	(30×20)
336	(30×20)
270	(30×20)

Tableau II -4 : sections des poutres(PP et PS)

II -3) Les Planchers:

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.




-Fig. II -6: coupe d'un plancher à corps creux.


$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : La portée entre nus d'appuis poutres principales.

Résistance au feu :

✚ e = 07cm : pour une (01) heure coup de feu.

 e = 11cm : pour deux (02) heures de coup feu.

 e = 15cm : pour trois (03) heures de coup feu.

Dans notre cas, les planchers sont tous identiques et on a : $L_{max} = 336(\text{cm})$

$$h_t \geq \frac{336}{22,5} \longrightarrow h_t \geq 14,93(\text{cm}).$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur **ht=15cm**, soit un **plancher (16+4) cm**

$$ht = (d + e) \longrightarrow ht = (16 + 4)$$

Avec : d= 16 cm et e = 4 cm

Avec :

ht : Hauteur totale du plancher.

d : Hauteur du corps creux.

e : La hauteur de la dalle de compression

II -4) Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôle c'est de reprendre les charges verticales et horizontales et les transmettent aux fondations, pour les dimensionne et d'après l'article B.8.4.1 du C.B.A 93 l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.90 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

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

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

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

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

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité d'acier.

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

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

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

Tel que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{Longueur de flambement} \\ i = \sqrt{\frac{I}{A}} \end{array} \right.$$

//-4-1) dimensions du poteau le plus sollicité : (B-2)

a) Calcul la surface « S_{poteau} » :

Selon les calculs effectués sur les surfaces reprises par le poteau, il y a un seul poteau de grandes surfaces, donc on sélectionne ce poteau (B-2).

Avec :

$$S_{\text{poteau}} = \frac{4.10+4.90}{2} \times \frac{3.36+2.7}{2}$$

$$S_{\text{poteau}} = 13.635(\text{m}^2)$$

b) Calcul de l'effort normal ultime « N_U »:

$$N_U = (1.35 \times N_G) + (1.5 \times N_Q)$$

$$N_G = (G_t \times S_{\text{poteau}}) + (G_{\acute{e}} \times S_{\text{poteau}})$$

$$N_Q = (Q_t \times S_{\text{poteau}}) + (Q_{\acute{e}} \times S_{\text{poteau}})$$

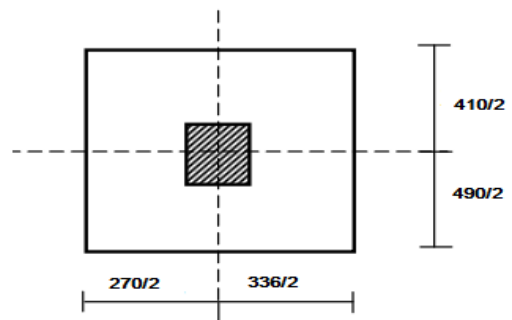


Fig. II - 7: La section le plus sollicité du poteau

On prend :

$$G_t = 6.95(\text{KN}/\text{m}^2) \quad \longrightarrow \quad Q_t = 1(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$G_{\acute{e}} = 5.53(\text{KN}/\text{m}^2) \quad \longrightarrow \quad Q_{\acute{e}} = 1.5(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$N_G = (6.95 \times 13.635) + (5.53 \times 13.635) \quad \longrightarrow \quad \mathbf{N_G = 170.16 (KN)}$$

$$N_Q = (1 \times 13.635) + (1.5 \times 13.635) \longrightarrow N_Q = 34.09 \text{ (KN)}$$

$$N_U = (1.35 \times 170.16) + (1.5 \times 34.09) \longrightarrow N_U = 280.85 \text{ (KN)}$$

c) Calcul de section réduite du poteau « Br » :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.90 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \alpha \left(\frac{B_r}{B_r} \frac{f_{c28}}{0.90 \times \gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

On a : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \alpha \left(\frac{1}{1} \frac{25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + 0.01 \frac{400}{1.15} \right)$$

d) Calcul λ :

$$\lambda \left\{ \begin{array}{l} l_f = 0.7 \times l_0 \\ i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ Avec : } I : \text{Moment d'inertie on « m}^4 \text{»} \\ A : \text{Section de poteau on « m}^2 \text{»} \end{array} \right.$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \longrightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 \longrightarrow l_f = 2.142 \text{ (m)}$$

$$I = \frac{a^4}{12} \longrightarrow I = \frac{0.25^4}{12} \longrightarrow I = 3.35 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$A = a \times a \longrightarrow A = 0.25 \times 0.25 \longrightarrow A = 0.0625 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$i = \sqrt{\frac{3.35 \times 10^{-4}}{0.0625}} \longrightarrow i = 0.073 \text{ (m)}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{2.142}{0.073} \longrightarrow \lambda = 29.25$$

$\lambda \leq 50$ il n'y pas a un risque de flambement.

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{1.139} \longrightarrow \alpha = 0.746 \\ \beta = 1.139 \end{array} \right.$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 0.746 \left(\frac{25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + 0.01 \frac{400}{1.15} \right)$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 16.41$$

$$\text{Alors : } B_r \geq \frac{N_u}{16.41} \longrightarrow B_r \geq \frac{280.85 \times 10^{-3}}{16.41} \longrightarrow B_r \geq 0.017 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$B_r \geq 170 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$B_r = (a - 2) \times (a - 2)$$

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

$$a = \sqrt{170} + 2$$

$$a = 15.04 \text{ (cm)} \longrightarrow$$

Pour une section rectangulaire (cm²)

On prend : **a = b = 25 (cm)**

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

$$B_r = (0.25 - 0.02) \times (0.25 - 0.02)$$

$$B_r = 0.0529 \text{ cm}^2$$

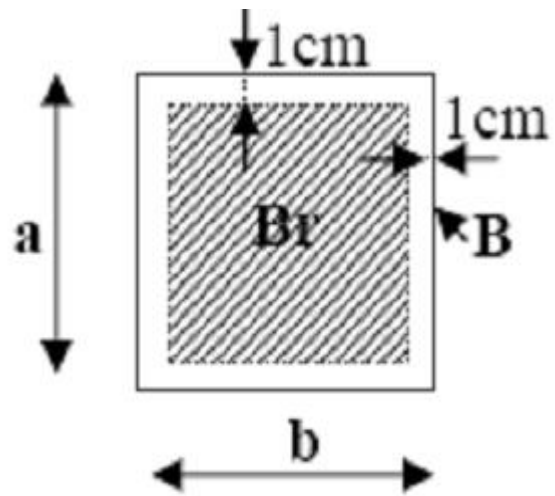


Fig. II -8 : détermination de la section Br.

e) Vérification vis à vis du RPA99/V 2003 :

Pour zone I : on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ (cm)} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(25, 25) \geq 25 \text{ (cm)} \\ \min(25, 25) \geq \frac{306}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} \leq 4 \end{array} \right.$$

f) Calcul de la Section d'acier comprimé « A » :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\theta \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_u - \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\theta \times \gamma_b} \right) \leq \alpha \left(A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$A \geq \alpha \frac{\gamma_s \times N_u}{f_e} - \alpha \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\theta \times \gamma_b} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A \geq 0.746 \frac{1.15 \times 280.85 \times 10^{-3}}{400} = 0.746 \frac{0.0529 \times 25}{0.9 \times 1 \times 1.5} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A \geq 1.50 \times 10^{-3} (\text{cm}^2)$$

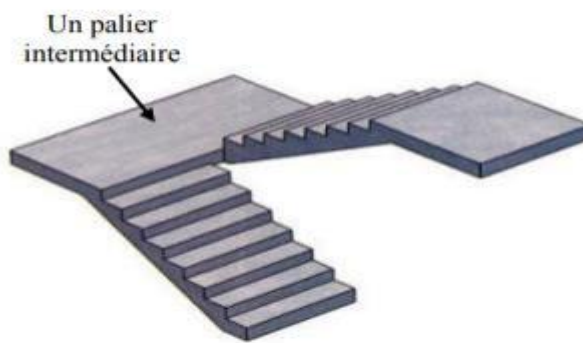
D'après le calcul de la section réduite du poteau, nous avons remarqué que les dimensions obtenues sont inférieures aux dimensions imposées, donc la condition est vérifiée.

Tableau II -5 : Pré dimensionnement des poteaux

	la surface poteaux (cm ²)	N _G (KN)	N _Q (KN)	L'effort normal ultime N _U (KN)	Section réduite du poteau B _r (cm ²)	Section choisie (cm ²)
A ₁	2.767	34.53	6.92	56.99	3.05	25×25
A ₂	6.211	77.51	15.53	127.94	6.85	25×25
A ₃	5.781	72.51	14.45	119.06	6.37	25×25
A ₄	5.527	68.98	13.82	113.85	6.1	25×25
A' ₅	2.412	30.10	6.03	49.68	2.66	25×25
B ₁	6.075	75.81	15.19	125.14	6.70	25×25
B ₂	13.635	170.16	34.09	280.85	15.04	25×25
B ₃	12.69	158.37	31.72	261.38	13.99	25×25
B ₄	5.13	64.02	12.82	105.65	5.65	25×25
B' ₅	4.27	53.30	10.675	87.93	4.71	25×25
B' ₆	4.26	53.16	10.65	87.74	4.70	25×25
C ₁	3.31	41.31	8.275	68.18	4.35	25×25
C ₂	12.762	158.82	31.81	262.122	14.04	25×25
C ₃	11.844	147.81	29.61	243.95	13.06	25×25
C ₄	4.79	59.78	11.975	98.66	5.28	25×25
C' ₅	3.80	47.42	9.5	78.27	4.19	25×25
C' ₆	2.33	29.07	5.82	47.97	2.56	25×25
D ₂	2.94	36.69	7.35	60.55	3.24	25×25
D ₃	4.93	61.53	12.32	101.54	5.43	25×25
D ₄	4.734	59.08	11.83	94.50	5.06	25×25
D ₅	1.82	22.71	4.55	37.48	2.01	25×25

II-5) L'escaliers:

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



-Fig. II -10: escalier droites

II .5-1) Détermination des dimensions :

Il faut respecter la condition de la relation de blondel qui permet de déterminer les valeurs de g et h en fonction de l'unité correspondant à la longueur du degré :

$$56\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Avec

- h : hauteur (h = 17 cm).
- g: giron (g =30 cm).
- H : hauteur du sol (H =306 cm)
- L : longueur en degrés.
- n : nombre de degrés.

✚ D'après la relation de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \longrightarrow 59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \longrightarrow \text{La relation est atteinte.}$$

$$H = n \times h \longrightarrow n = \frac{H}{h}$$

$$L = (n-1) \times g \longrightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

✚ Déterminez le nombre d'escaliers :

$$n = \frac{306}{17} \longrightarrow \boxed{n=18}$$

✚ Déterminez le nombre des contres marche :

$$n = \frac{306}{17} \longrightarrow \boxed{n=9}$$

✚ Déterminez le nombre des marches :

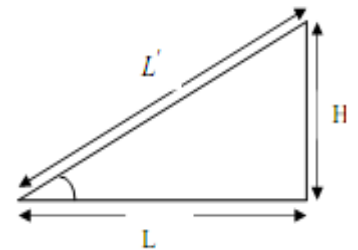
$$n' = n - 1 \longrightarrow \boxed{n=8}$$

✚ Calcul de L'angle d'inclinaison de la paille :

$$\text{Tan } \alpha = \frac{h}{g} \longrightarrow \text{Tan } \alpha = \frac{17}{30} \longrightarrow \text{Tan } \alpha = 0,6$$

On prend :

$$\boxed{\alpha = 30^\circ}$$



✚ L'épaisseur de la paille est déterminée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{390}{30} \leq e_p \leq \frac{390}{20} \longrightarrow 13 \leq e_p \leq 19.5$$

On prend :

$$\boxed{e_p = 15 \text{ cm}}$$

$$e = e_p + (h \times \cos \alpha) / 2$$

$$e = 15 + (17 \times \cos 30) / 2$$

$$\boxed{e = 22.36 \text{ cm}}$$

II .5-2) Méthode de calcul :

1. pailles :

$$G_v = \frac{\gamma b}{\cos \alpha} \times e + g \longrightarrow G_v = \frac{25}{\cos 30} \times 22.36 \times 10^{-2} + 0.84$$

On prend :

$$G_v = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Charge permanente : $G_v = 7.27 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

2. Palier :

$$G_p = Y b \times e p + g \longrightarrow G_p = 25 \times 15 \times 10^{-2} + 0.84$$

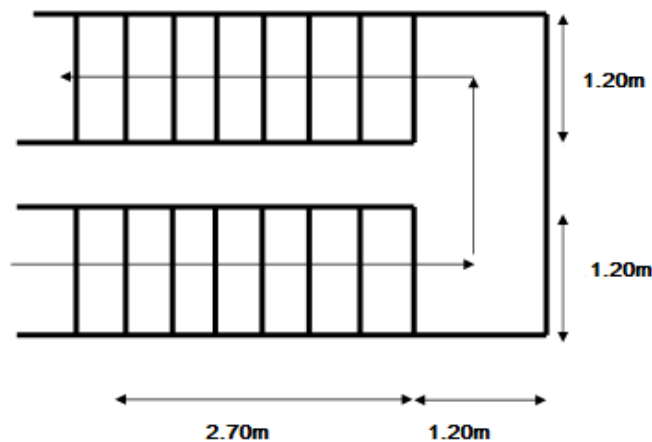
On prend :

$$G_p = 4.59 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Charge permanente : $G_p = 4.59 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

	G (kN /m ²)	Q (kN /m ²)
Palier	7.27	2,5
Paillasse	4.59	2,5

Tableau (II -6) : descentes des charges de l'escalier.



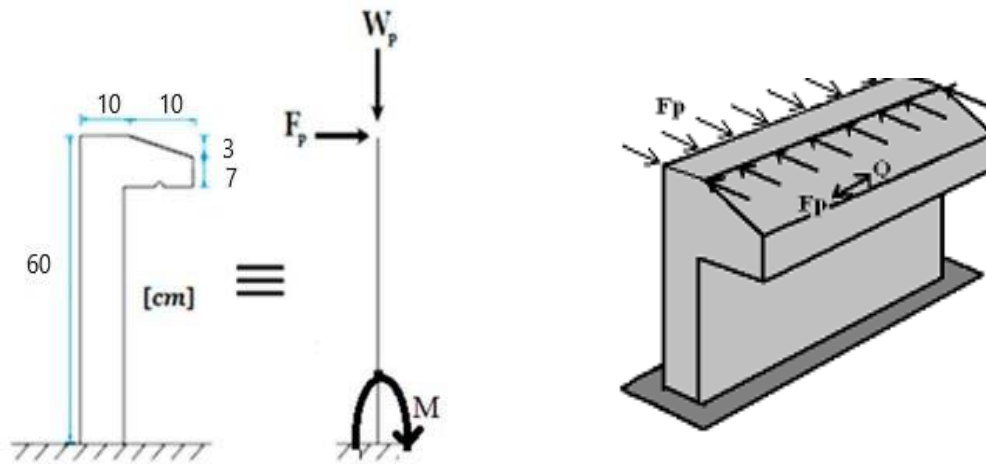
- Fig. II -11: Vue en plan d'escalier

II .6) Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort () et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera :

- en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à L'ELS



- Fig. II -12: Schéma représentatif de l'acrotère

II .6-1) Calcul des armatures transversales:

Surface de l'acrotère :

$$S = ((0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.2 / 2)) /$$

$$S = 0.069 m^2$$

a- Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = S \times 25$$

$$W_p = 0.069 \times 25$$

$$W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 A C_P W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA99)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (RPA99)

WP : poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.14 \times 0.8 \times 1.725$$

On prend : **Zone (1)**

$$\left. \begin{array}{l} A=0.15 \\ C_p=0.8 \end{array} \right\}$$

$$F_p = 0.82$$

On prend : $F_p = 1 \text{ KN/m}$

b- Charge permanente :

$$G = 1.725 \text{ KN/m}$$

c- Charge d'exploitation :

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

II.7) Balcons:

II.7-1) Définition :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre Il est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en sailliesur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

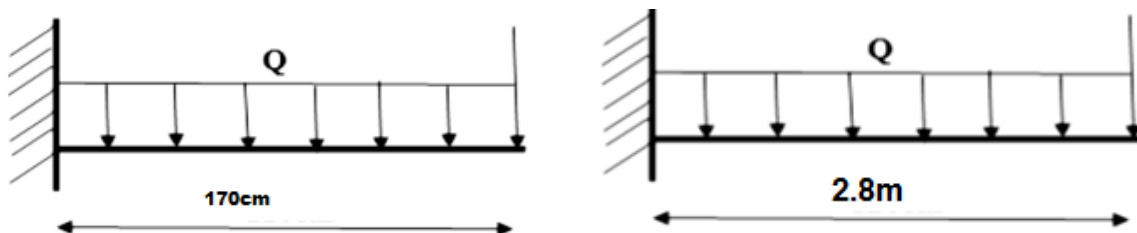


Fig. II -13 : schéma de balcon.

II.7-2) Calcul de Sollicitation :

✚ L'épaisseur de balcon:

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{280}{9.39} \leq e \leq \frac{280}{2.8}$	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{170}{3.017} \leq e \leq \frac{170}{10} \rightarrow 5.6$
e=18cm	e=15cm

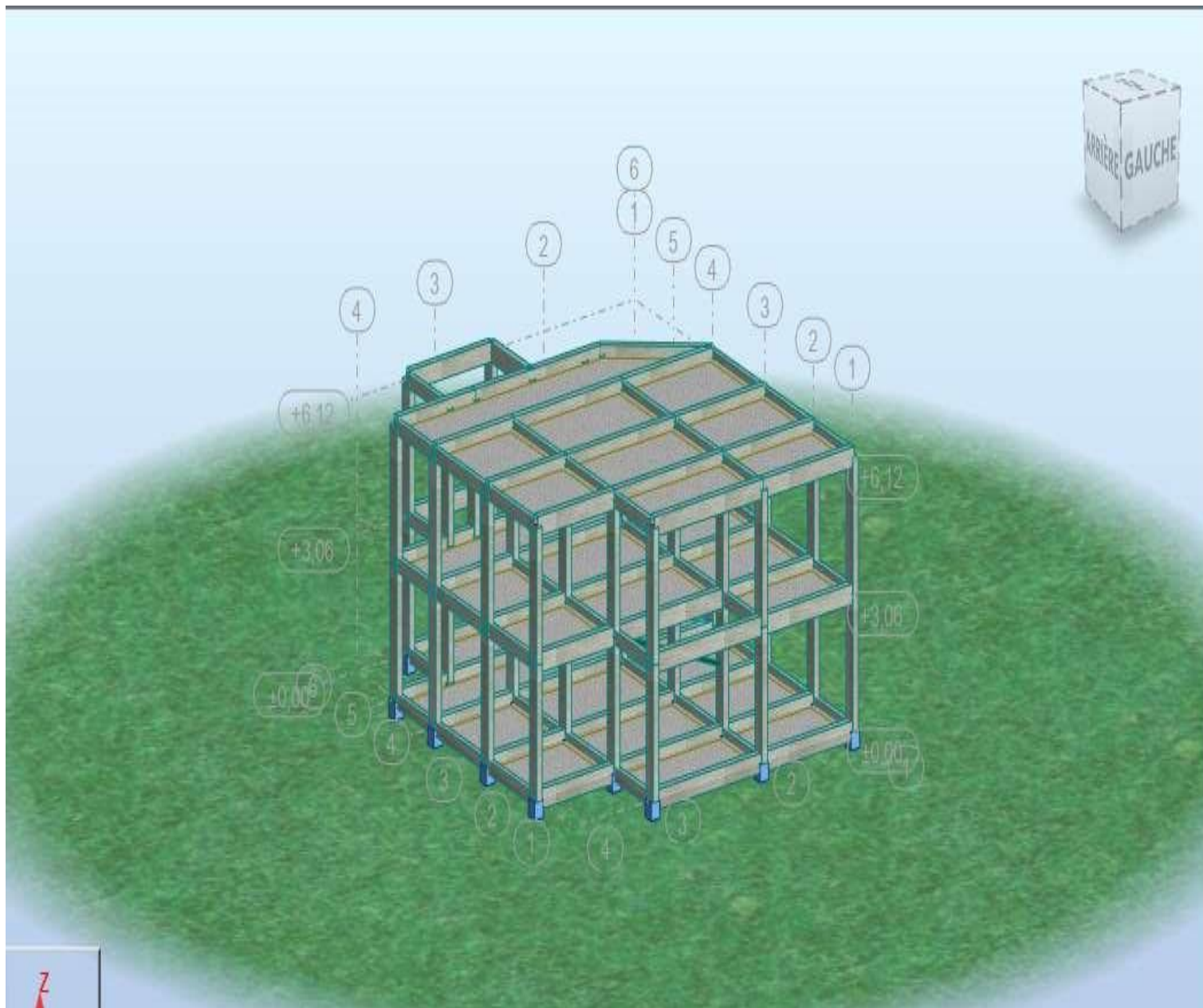
✚ Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes de la dalle pleine(étage courant) : Carrelage (e=2 cm) Mortier de pose (e = 3 cm) Poids propre de la dalle (e=18cm) , (e=15cm) Enduit de ciment (e=2 cm)	Balcon de 18 cm: 0,02x22 = 0,44 KN/m ² 0,03x20 = 0,6KN/m ² 0,18x25 = 4.5 KN/m ² 0,02x18 = 0,36 KN/m ² G=5.9 KN/m ²	Balcon de 15 cm: 0,02x22 = 0,44 KN/m ² 0,03x20 = 0,60 KN/m ² 0,15x25 = 3.75 KN/m ² 0,02x18 = 0,36 KN/m ² G=5.15 KN/m ²
Charges de garde-corps (en maçonnerie) Poids du mur (briques creuses, e =10 cm): Enduit de ciment (e = 2x2 cm) :	2.88x9x0,2= 5.18 KN /m ² 0,04x18x2.88= 2.07 KN/m ² g=7.25 KN/ml Q=3.5 KN/m ²	
Surcharges sur le balcon	Q=3.5 KN/m ²	



CHAPITRE III

Modèle 3D structure du bâtiment



III.1) INTRODUCTION:

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère et le Balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne participent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement *BAEL91* et *CBA 93* en respectant le règlement parasismique Algérien *RPA99 Version 2003*.

III.2) Calcul le ferrailage de l'escaliers:

- ✓ Charge permanente : $G_v = 7.27 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Combinaison des charges : Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
 A l'état limite ultime : $q_u = 1.35 \times 7.27 + 1.5 \times 2.5 = 13.56 \text{ kN/m}^2$
 A l'état limite service : $q_s = 7.27 + 2.5 = 9.77 \text{ kN/m}^2$

Combinaison des charges :

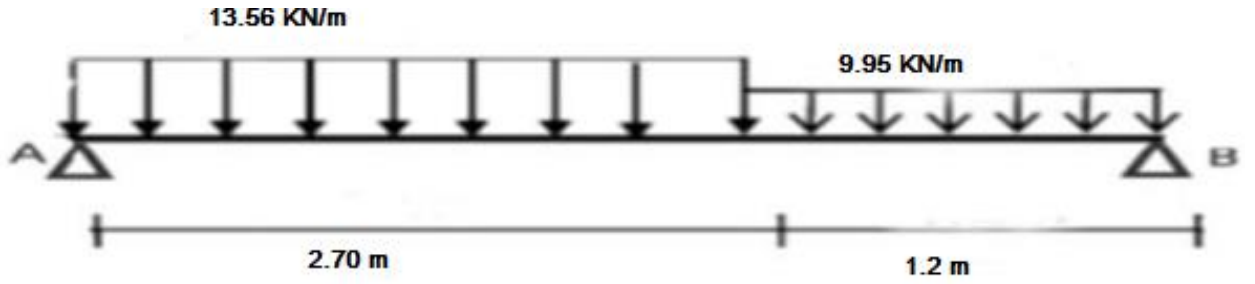
- A l'état limite ultime : $q_u = 1.35 \times 4.59 + 1.5 \times 2.5 = 9.95 \text{ kN/m}^2$
- A l'état limite service : $q_s = 4.59 + 2.5 = 7.09 \text{ kN/m}^2$

Tableau (III -1) : combinaison des charges de l'escalier.

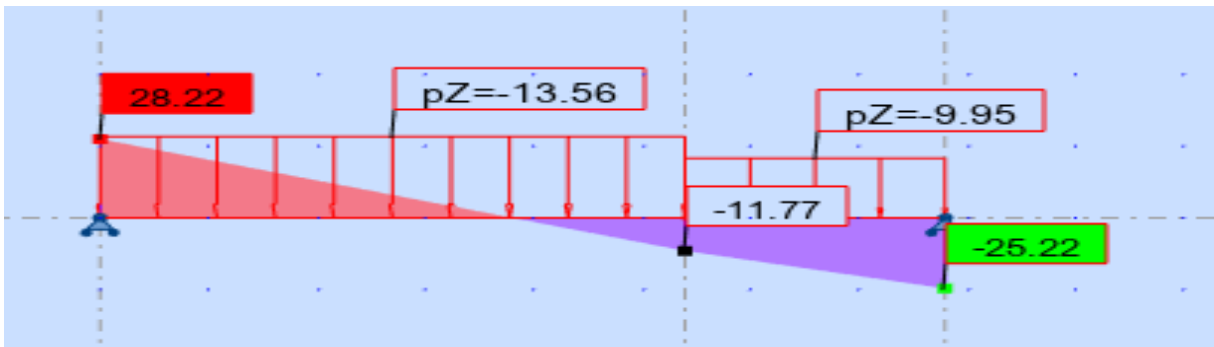
	G(kN /m ²)	Q(kN /m ²)	q _u (kN/m ²)	q _s (kN/m ²)
Palier	7.27	2,5	13.56	9.77
Paillasse	4.59	2,5	9.95	7.09

Pour le calcul des sollicitations, on va utiliser logiciel « Robot Structural Analysis 2024 »

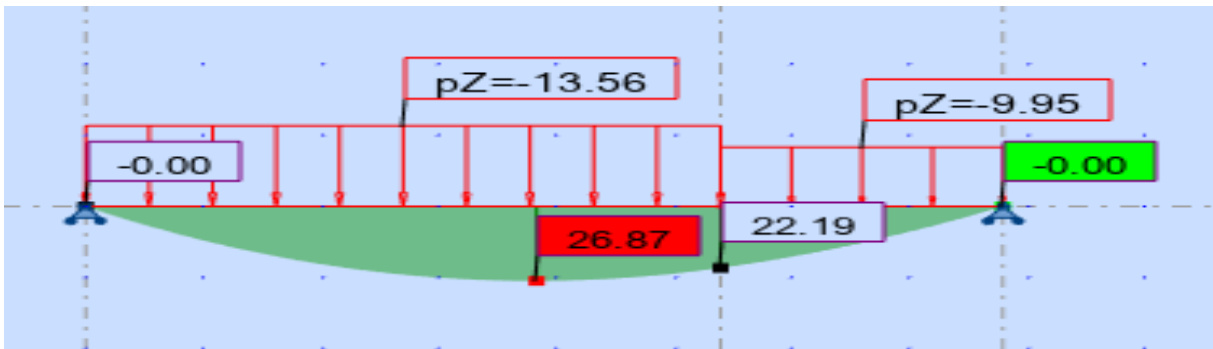
Schéma statique :



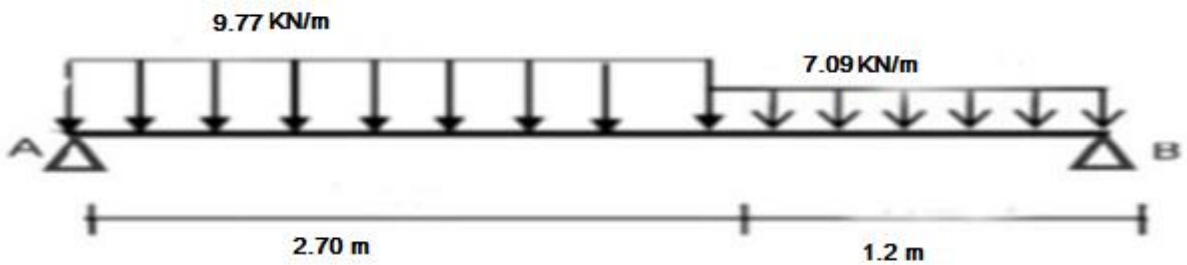
-Fig. III -1: Sollicitation a l'état limite ultime de résistance



-Fig. III -2: Le diagramme des moments à ELU



-Fig. III -3: Le diagramme de l'effort tranchant à ELU



-Fig. III -4: Sollicitation a l'état limite de service

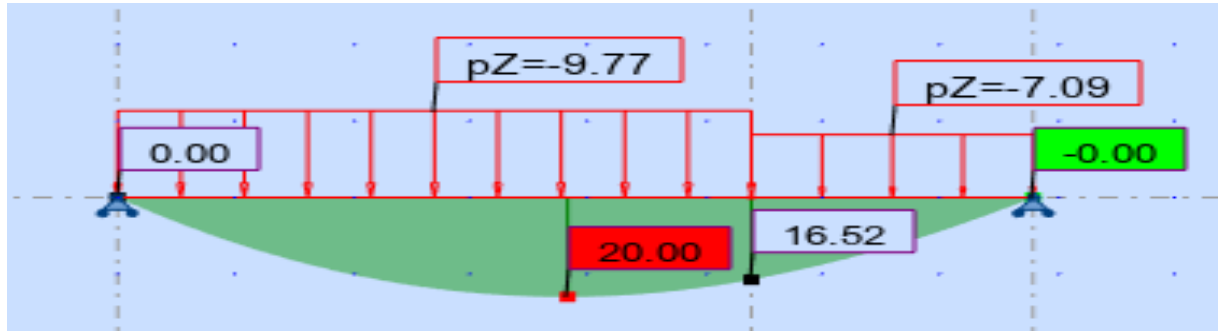


Fig.III -5: Le diagramme des moments à ELS

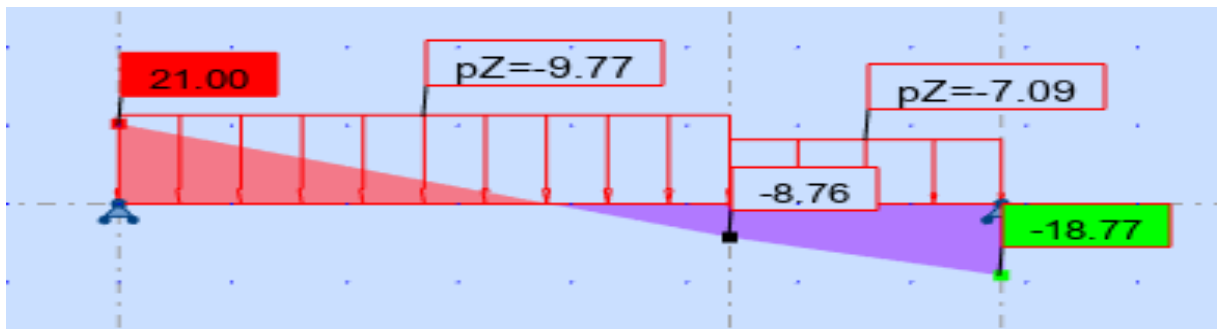


Fig.III -6:Le diagramme de l'effort tranchant à ELS

Tableau (III -2) : Les moments à ELU et ELS

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	26.87	22.19	28.22
ELS	20	16.52	21

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1.2m de largeur.

✚ *En travée :*

$d' = 4\text{cm}$ dans la fissuration préjudiciable.

Donc :

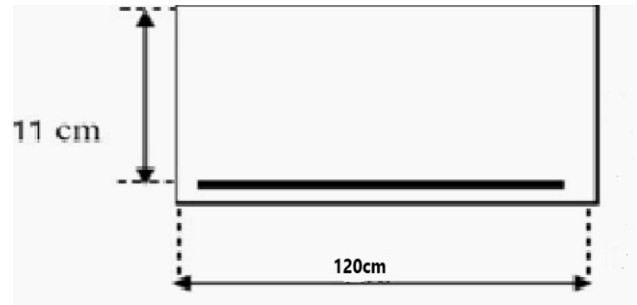
$$d = h - d' = 15 - 4$$

$$d = 11\text{ cm}$$

$$MT = 20\text{ KN.m} \quad ; \quad b = 120\text{ cm} \quad ; \quad d = 11\text{cm}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_s}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201.63}{15 \times 15} \implies \bar{K} = 0.869$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1+\bar{K}} = \frac{1}{1+0.869} \implies \bar{\alpha} = 0.527$$



$$\mu_{rb} = (\bar{\alpha}/2)(1 - (\bar{\alpha}/3)) = (0.527/2)(1 - (0.527/3)) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \bar{\sigma} = 0.217 \times 120 \times 11^2 \times 15 \times 10^{-3} = 47.26 \text{ (KN. m)}$$

$$M_{ser} = 20 \leq M_{rb} = 47.26 \quad \text{oui}$$

Donc $A'_s = 0$

$$\mu l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{20 \times 10^2}{120 \times 11^2 \times 201.63} = 0.00683$$

Tableau 7 : $\alpha = 0,381$; $\beta = 0,873$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{20 \times 10^3}{0.873 \times 11 \times 201.63}$$

$$A_s = 10.32 \text{ cm}^2$$

Le choix de A_s :

$$7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 120 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{min}) = \max(10.32 ; 1.51)$$

Alors on prend :

$$A = 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2.$$

✚ L'espacement :

$$S_t \leq \min(4h ; 25\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm}) \implies S_t \leq 45\text{cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}.$

✚ Vérification à l'ELU :

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 11 = \mathbf{2,849 \text{ cm}}$$

$$F_{b1} = 0,8 y_1 b f_{bu} 10^{-1} = 0,8 \times 2,849 \times 120 \times 14,16 \times 10^{-1} = \mathbf{387,28 \text{ KN}}$$

$$F_s = A_s \frac{f_e}{y_s} 10^{-1} = 10,78 \times \frac{400}{1,15} \times 10^{-1} = \mathbf{374,96 \text{ KN}}$$

Alor : $F_{b1} > F_s$

pivot : 2ème itération

$$Y_2 = \frac{F_s}{0,8 \times b \times f_{bu}} = \frac{374,96 \times 10}{0,8 \times 120 \times 14,16} = \mathbf{2,76 \text{ cm}}$$

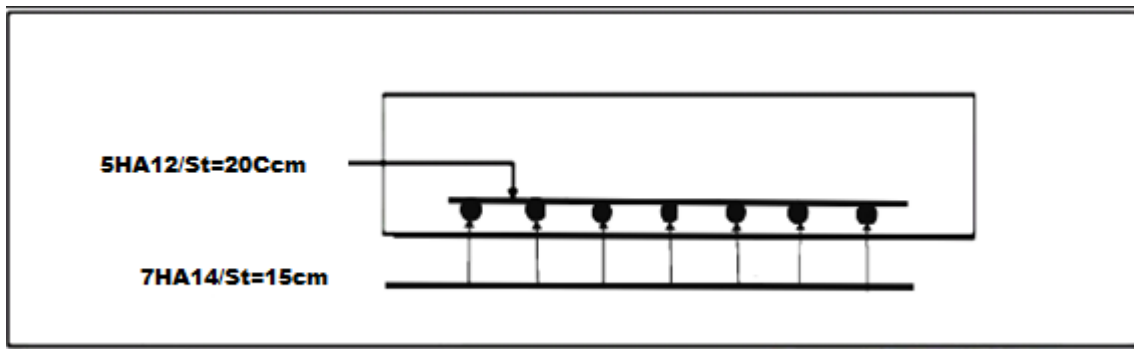
$$F_{b2} = 0,8 \times Y_2 \times b \times f_{bu} \times 10^{-1} = \mathbf{375,18 \text{ KN}}$$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 375,18 \times (11 - 0,4 \times 2,76) \times 10^{-2}$$

$$M_{RU} = \mathbf{37,12 \text{ KN.m}}$$

$$M_{RU} = 37,12 \text{ KN.m} > M_U = 26,87 \text{ KN.m}$$

condition verifier



-Fig. III -7: Ferrailage de l'escalier en travée

III.2-1) Calcul des armatures transversales:

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$$

- Contrainte tangentielle limite ultime :

Fissuration préjudiciable : ($\alpha = 90^\circ$) :

$$\bar{\tau}_{min} = \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{Yb} ; \right\} \text{MPA}$$

$$\bar{\tau}_U \text{ min} = \mathbf{2,5 \text{ MPA}}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{28.22 \times 10^3}{100 \times 11 \times 10^2} = \mathbf{0.26 \text{ MPA}}$$

$$\tau_u = 0.26 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_{t\min}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{15}{35}; 12; \frac{1200}{10} \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{4.29; 12; 120\}$$

$$\varnothing_t \leq 4.29$$

Donc : $\varnothing_t = 8\text{mm}$

- Espacement des armatures transversales :

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \varnothing_t^2}{4} = 6 \times \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = \mathbf{3.01}$$

1) $S_t \leq \min [(0,9 \times d) ; 40](\text{cm})$

$$S_t \leq \min [(0,9 \times 11) ; 40] (\text{cm})$$

$S_t \leq 9,90 (\text{cm})$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0.4} = \frac{3.01 \times 400}{120 \times 0.4} = \mathbf{25.08(\text{cm})}$

$S_t \leq 25.08(\text{cm})$

3) $S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times r_u \times (0.3 \times f_t \times K)}$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 3.01 \times (\sin 90 + \cos 90)}{120 \times 0.26 \times (0.3 \times 2.1 \times 1)}$$

$S_t \leq 49(\text{cm})$

$$S_t \leq \min [st1; st2 ; 3]$$

$$S_t \leq \min [9.90; 25.08; 49]$$

$S_t = 9,9 (\text{cm})$

Position de premier cours à une distance $\frac{st}{2}$ de l'appui $\frac{9.90}{2} = 4.95$

On choisir un espacement de **5 cm**

III.2-2) Calcul de la poutre palière :

1) Définition : 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.

2) Pré dimensionnement :

$$L = 2,70\text{m}$$

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

$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18,33 \leq h \leq 27,0$$

Donc :

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

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h \rightarrow 9 \leq b \leq 20$$

Donc :

$$b = 25 \text{ cm}$$

Vérification des conditions exigées par : R.P.A.99 :

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

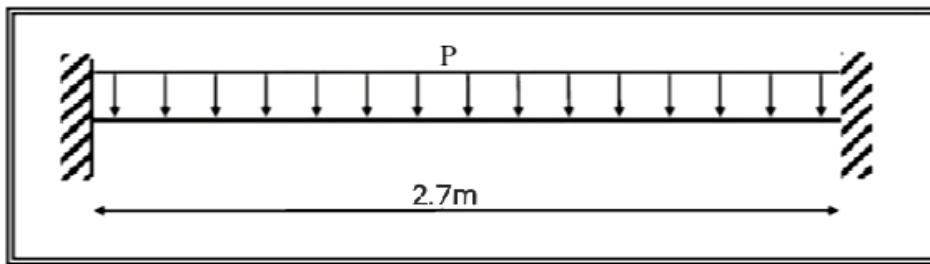
- Évaluation des charges :
 La charge permanente de poutre palière : **G = 4.59 KN/ m²**
 La charge d'exploitation : **Q = 2,5 KN/m²**
- Détermination des efforts :

$$\color{red}{+} \text{ ELU : } P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,2 = (1,35 \times 4.59 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2$$

$$P_u = 11.94 \text{ KN/ m}$$

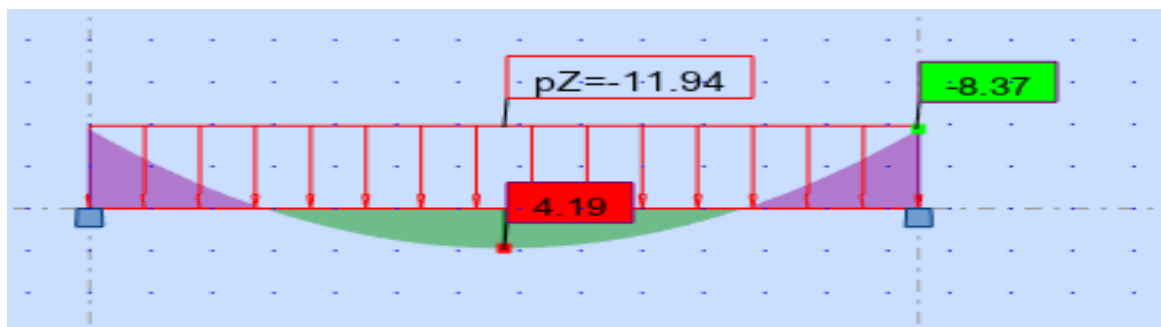
$$\color{red}{+} \text{ ELS : } P_s = (G + Q) \times 1,2 = (4.59 + 2,5) \times 1,2$$

$$P_s = 8.51 \text{ KN/ m}$$

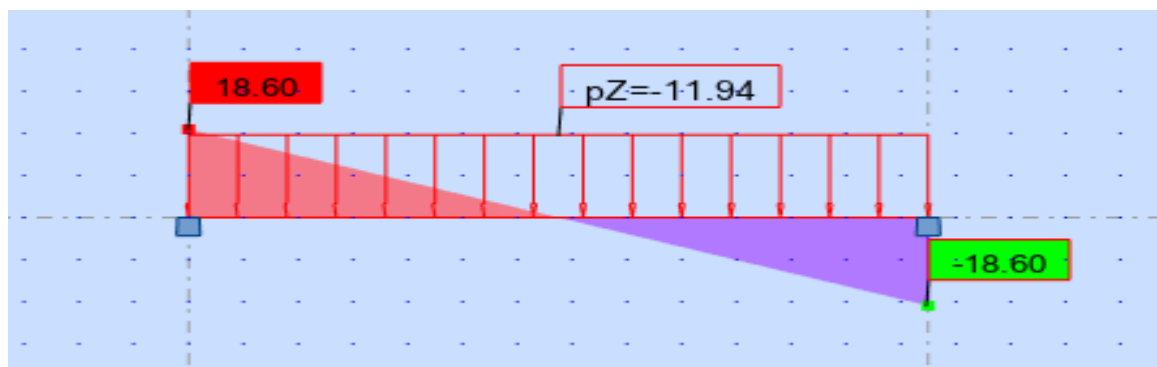


-Fig.III -8:Schéma statique de la poutre palière

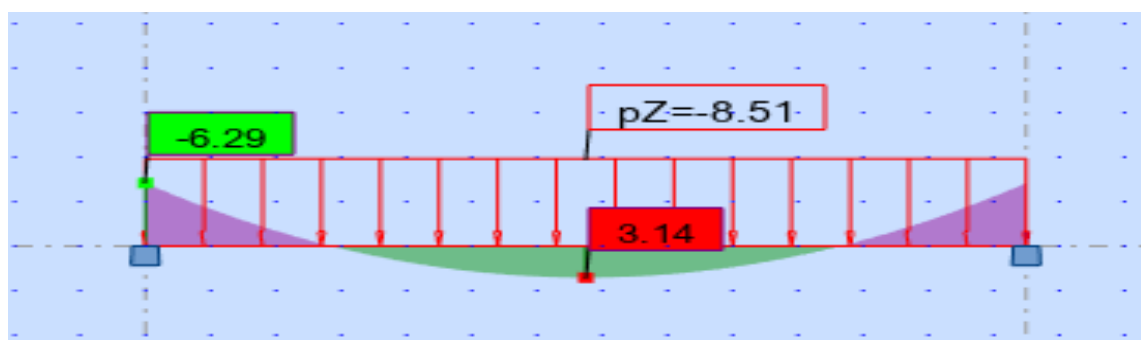
3) Sollicitations :

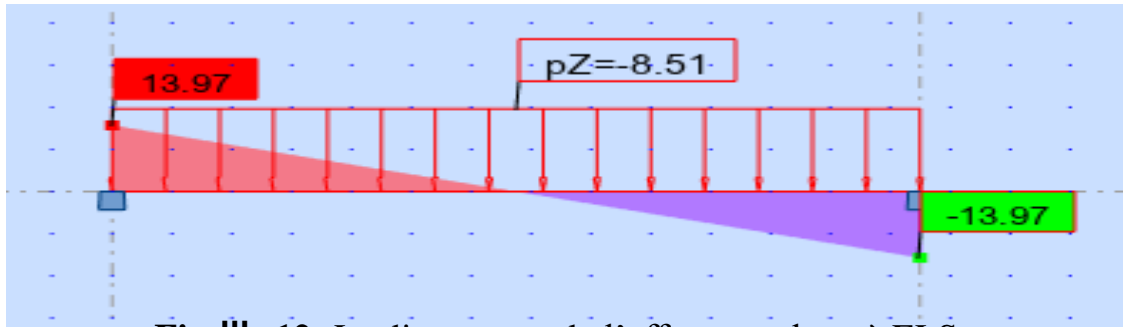


-Fig.III -9: diagramme des moments à ELU



-Fig.III -10: diagramme de l'effort tranchant à ELU





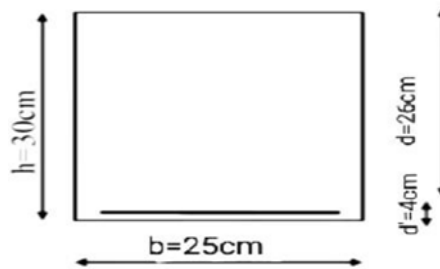
-Fig. III -12: Le diagramme de l'effort tranchant à ELS

Tableau (III-3) : Les moments à ELU et ELS

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
ELU	4,19	-8,37	18.60
ELS	3.14	-6.29	13.97

III.2-3) calcul de ferrailage de poutre palière :

$h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 26 \text{ cm}$



-Fig. III -13: les démentions de la poutre palière

✚ En travée :

$M_T = 3,14 \text{ KN.m}$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_s}{15\sigma_{bc}} = \frac{201.63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1+K} = \frac{1}{1+0,896} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = (\bar{\alpha}/2)(1 - (\bar{\alpha}/3)) = (0.527/2)(1 - (0.527/3)) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma = 0,217 \times 25 \times 26^2 \times 15 \times 10^{-3} = 55(\text{KN. m})$$

$M_{ser} = 3.14 \leq M_{rb} = 55$ oui

Donc : $A'_s = 0$

$$\mu l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.14 \times 10^3}{25 \times 26^2 \times 201.63} = 0.000921$$

Tableau 7 : (Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées)

$$\left[\begin{array}{l} \alpha = 0,156 \\ \beta = 0,948 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.14 \times 10^3}{0.948 \times 26 \times 201.63} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Le choix de A_s :

$$3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification à l'ELU :**

$$y_1 = 0,259d = 0,259 \times 26 = 6,73 \text{ cm}$$

$$F_{b1} = 0,8y_1bf_{bu}10^{-1} = 0,8 \times 6,73 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1}$$

$$F_{b1} = 190,59 \text{ KN}$$

$$F_s = A_s \frac{f_e}{y_s} 10^{-1} = 3.39 \times \frac{400}{1.15} \times 10^{-1} = 117.91 \text{ KN}$$

$$F_s = 117.91 \text{ KN}$$

Alors : $F_{b1} > F_s$

pivot : 2ème itération

$$Y_2 = \frac{F_s}{0.8 \times b \times f_{bu}} = \frac{117.91 \times 10}{0.8 \times 25 \times 14.16} = 4,16 \text{ cm}$$

Donc :

$$F_{b2} = 0,8 \cdot y_2 \cdot bf_{bu}10^{-1} = 0,8 \times 4,16 \times 25 \times 14,16 \times 10^{-1}$$

$$F_{b2} = 117,81 \text{ KN}$$

$$M_{RU} = F_{b2}(d - 0,4y_2) \cdot 10^{-2} = 117,81 \times (26 - 0,4 \times 4,16) \times 10^{-2}$$

$$M_{RU} = 28,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RU} = 28,67 > M_U = 4.19 \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

✚ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$$

Contrainte tangentielle limite ultime :

Fissuration préjudiciable : ($\alpha = 90^\circ$) :

$$\bar{\tau}_{min} = \left\{ 0.15 \times \frac{f_c 28}{Y_b} ; \right\} \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_U \text{ min} = 2.5 \text{MPa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.60 \times 10^3}{25 \times 26 \times 10^2}$$

$$r_u = 0.29 \text{MPa}$$

$$r_u = 0.29 \leq \bar{\tau}_U = 2.5 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_{tmin} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; 7 ; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 8.57 ; 7 ; 25 \}$$

$$\phi_t \leq 7$$

Donc :

$$\phi_t = 8 \text{mm}$$

✚ Espacement des armatures transversales :

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \text{cm}$$

$$1. S_t \leq \min [0,9 \times ; 40] (\text{cm})$$

$$S_t \leq \min [(0,9 \times 26) = 23.4 ; 40] (\text{cm})$$

$$s_t \leq 23.4 (\text{cm})$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0.4} = \frac{2 \times 235}{25 \times 0.4}$$

$$S_t \leq 47 (\text{cm})$$

$$3. S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times r_u \times (0.3 \times f_t \times K)}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 235 \times 2 \times (\sin 90 + \cos 90)}{25 \times 0.30 \times (0.3 \times 2.1 \times 1)}$$

$$St \leq 54.73(\text{cm})$$

$$St \leq \min [st 1; st2 ; St3]$$

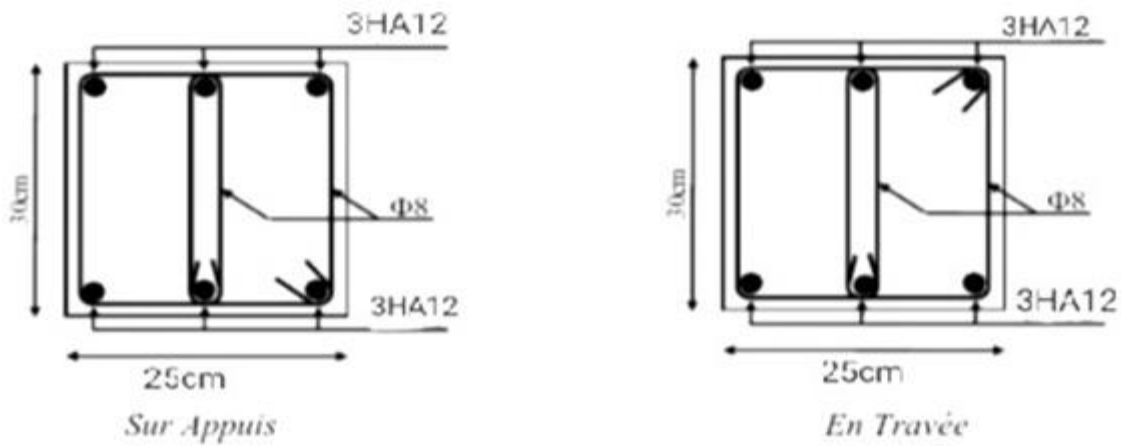
$$St \leq \min [23.4 ; 47; 54.73]$$

$$St = 23.4(\text{cm})$$

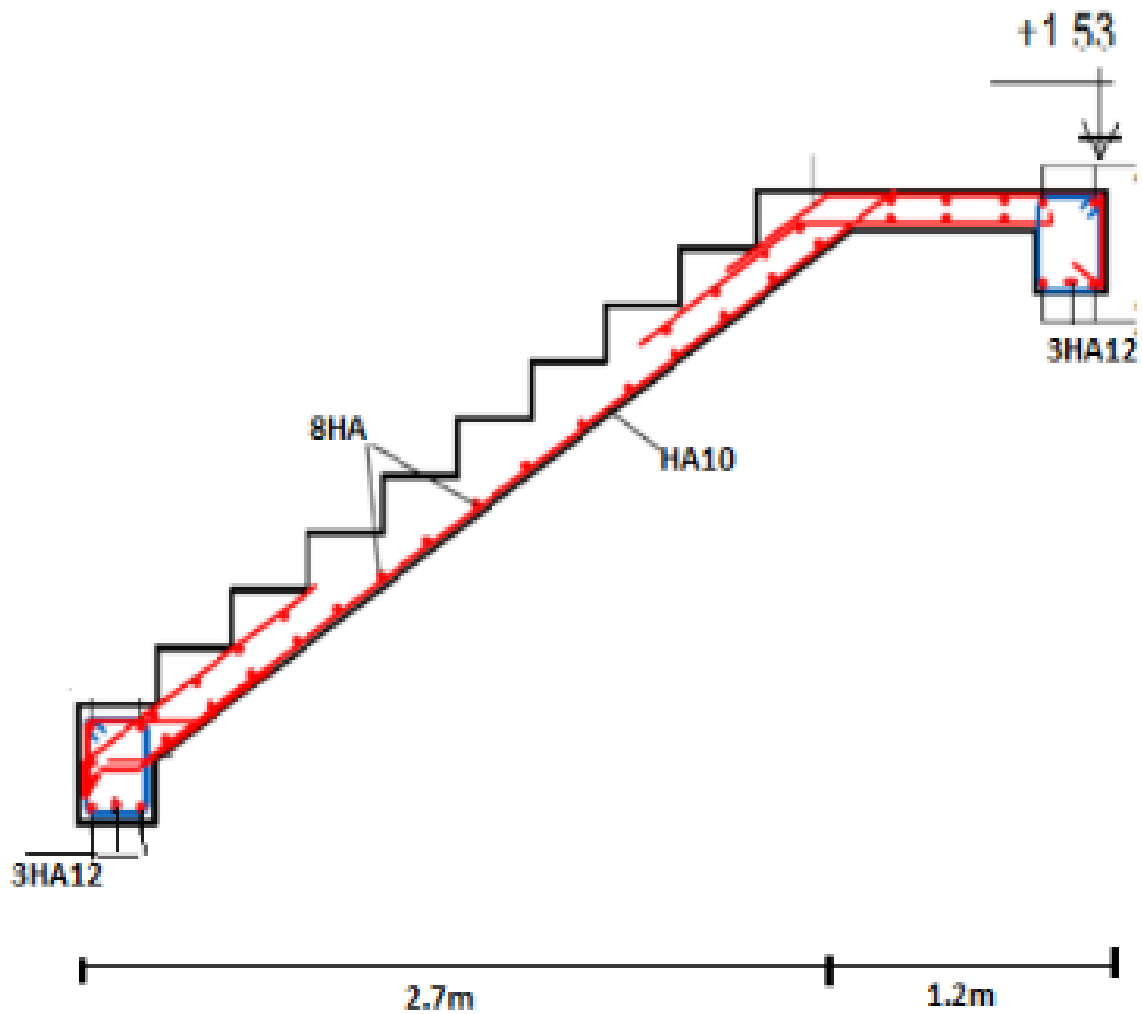
Position de premier cours à une distance $\frac{st}{2}$ de l'appui $\frac{23.4}{2} = 11.7$

Donc :

Premier cours et **11 cm**



-Fig. III -14: Ferrailage de la poutre palière



-Fig.III -15: Ferrailage de l'escalier

III.3) Calcul le ferrailage de l'acrotère :

II. 6-2) Calcul des sollicitations :

$$N = G = 1.725 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN}$$

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6.$$

$$M = 0.6 \text{ KN m}$$

II. 6-3) *Combinaison d'action :*

✚ E.L.U :

$$N_u = 1.35 \times N = 1.35 \times 1.725.$$

$$N_u = 2.328 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN m}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1$$

$$V_u = 1.5 \text{ KN}$$

✚ E.L.S :

$$N_s = G = 1.725 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN m}$$

$$V_u = Q = 1 \text{ KN}$$

Tableau (III -4): Sollicitations du calcul de l'acrotère

	$ELU = 1.35G + 1.5 Q$	$ELS = G + Q$
N(KN)	2.328	1.725
M(KN.m)	0.9	0.6
V(KN)	1.5	1

La section transversale de l'acrotère est (100×10) représentée ci-dessous, avec un enrobage de 3cm les résultats du calcul des armateurs à la flexion composée.

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad h = 0.1\text{m} \quad ; \quad d = 0.075\text{m}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_c = 400\text{MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad l_0 = 0.6\text{m}$$

✚ L'ELU :

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \geq N_U(d - d') - M_1$$

$$0.019 \geq -0.842 \longrightarrow \text{Vérifier}$$

Avec :

$$M_1 = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 0.958 \text{ KNm}$$

Donc : on a une section partiellement comprimée

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} \leq \max\left(15 ; 20 ; \frac{e_1}{h}\right)$$

avec :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_1 = 0.386 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$12 \leq \max(15 ; 20 ; 4.09) \longrightarrow \text{Vérifier}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \quad \text{Avec } \emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0.63$$

$$e_2 = 0.014 \text{ m}$$

$$e' = e_1 + e_a + e_2 \longrightarrow e' = 0.423 \text{ m}$$

Sollicitation corrigé : $N'_u = N_u$

$$M'_u = N'_u e' \longrightarrow M'_u = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N'_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \longrightarrow M'_1 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{M'_1 \times 10^{-3}}{b d^2 f_{bu}} = 0.012$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu \leq \mu_l \longrightarrow \text{OUI}$$

$$\begin{array}{lcl} A' = 0 & ; & \alpha = 0.015 & ; & \beta = 0.994 \\ \varepsilon_{st} = 10\% & ; & \varepsilon_l = 1.74\% & ; & \sigma_{st} = 348 \text{ MPA} \end{array}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d \sigma_{st}} = \frac{1.035 \times 10^3}{0.994 \times 7.5 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{s \min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{s \min}) = \max(2.01, 0.9)$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 = 4T8$$

III.3-5) Espacement:

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t \max} < \min(3h, 33) \implies \min(3 \times 10, 33)$$

$$S_{t \max} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{h}{3} = \frac{60}{3}$$

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

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4}$$

$$A_r = 0.503 \text{ cm}^2 = 4T6$$

L'espacement :

$$e \leq \min(4h, 45) \implies \min(40, 45)$$

$$e = 20 \text{ (cm)}$$

III.3-6) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 7.5}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPA}$$

$$\tau_{U \text{ admi}} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_{U \text{ admi}} = 3.3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau_{U \text{ admi}}$$

- **Donc** : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

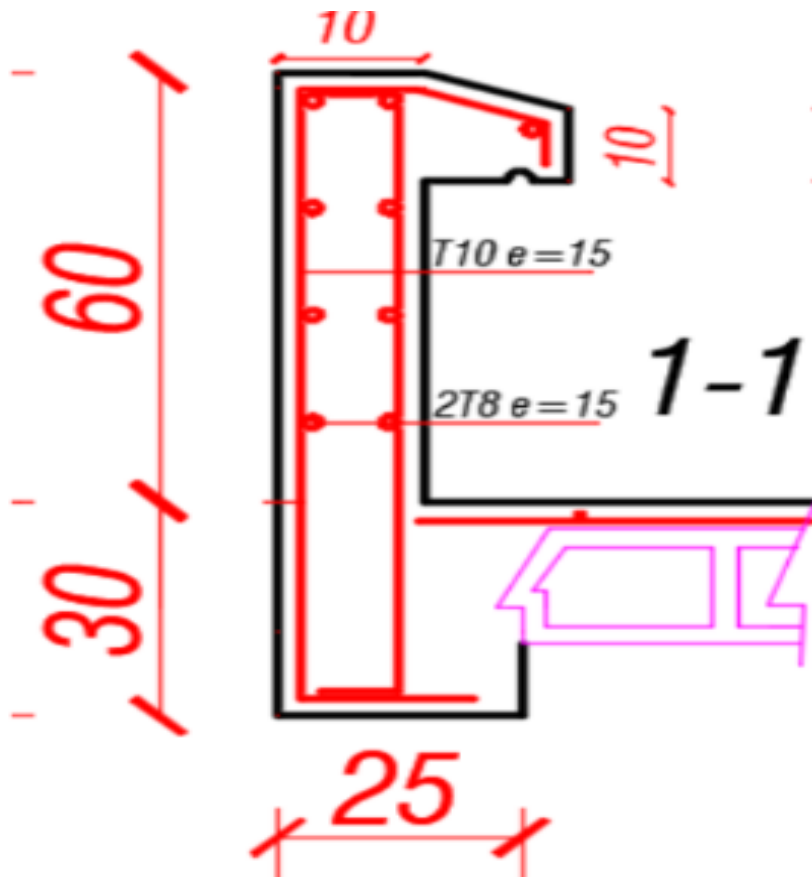


Fig.III -16: Ferrailage de l'acrotère

III.4) Calcul le ferrailage de Balcon:

II.4-1) *Combinaison des charges:*

✚ Pour l'état limite ultime :(en prend exemple de $L=1.70m$)

$$P_u = ((1.35 * G) + (1.5Q)) * 1$$

$$P_u = 12.20 \text{ KN/ml}$$

$$F_U = (1.35 * g) * 1$$

$$F_U = 9.79 \text{ KN}$$

✚ Pour l'état limite service

$$P_s = (G + Q) * 1$$

$$P_s = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$F_s = (g*1)*1$$

$$F_s = 7.25 \text{ KN}$$

Balcon de $L=1.70\text{m}$:

✚ Les moments et les efforts tranchants :

✚ L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + F_u \times l = \frac{12.20 \times 1.7^2}{2} + 9.79 \times 1$$

$$M_u = 34.27 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P \times l + F_u = 12.20 \times 1.7 + 9.79$$

$$V_u = 30.53 \text{ KN.m}$$

✚ L'ELS :

$$M_u = \frac{P_s \times l^2}{2} + F_s \times l = \frac{8.65 \times 1.7^2}{2} + 7.25 \times 1.7$$

$$M_u = 24.82 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P \times l + F_s = 8.65 \times 1.7 + 7.25$$

$$V_u = 21.95 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$; h=18\text{cm}$$

$$d=h-d'=18-2.5= 15.5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

✚ Calcul de ferrailage de balcon :

Tableau (III -5) : ferrailage de balcon

	L=2.80m	L=1.70m
M_u	75.24KN.m	34.27KN.m
μ	0.220	0.154
μL	0.392	0.392
$\mu \leq \mu L$	oui	oui
A'	0	0
α	0.32	0.21

β	0.873	0.915
$\alpha > 0.259$	oui	Non
ε_{st}	8.78%	10%
$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_L$	1.739%	1.739%
σ_{st}	347.85	347.85
A_s	15.98cm ²	8.61cm ²
Condition de non Fragilité	verifier	verifier
Le choix	8HA16=16.08cm ²	6HA14=9.24cm ²

✚ Vérification à l'ELS :

Tableau (III -6) :: Vérification à l'ELS

	L=2.80m	L=1.70m
M_{ser}	54.21KN.m	24.82KN.m
D	2.41	1.39
E	74.77	34.65
y_1	6.566cm	4.66cm
I	28687.56cm ⁴	11892.29cm ⁴
K	0.189N/cm ³	0.21N/cm ³
σ_{bc}	1.24MPA	0.97MPA
$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPA	15MPA
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	vérifier	vérifier
σ_{st}	25.33MPA	24.69MPA
$\bar{\sigma}_{st}$	201.63MPA	201.63MPA
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	vérifier	vérifier

✚ Armature de répartition

$$\frac{As1}{4} \leq A_{rep1} \leq \frac{As1}{2} \rightarrow Ar1 = 4.99cm^2$$

on prend :

$$10HA8 = 5.03cm^2$$

$$\frac{As2}{4} \leq Arep2 \leq \frac{As2}{2} \rightarrow Ar2 = 3.75cm^2$$

$$5HA8 = 2.51cm^2$$

✚. ESPACEMENT DES ARMATURES

A. Armature longitudinale :

$$S_L \leq \min(3h ; 33cm) \rightarrow \min(45 ; 33), \min(54 ; 33)$$

$$S_L < 33 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_L = 20cm$$

B. Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h ; 45cm) = \min(60 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_r \leq 44cm$$

On prend :

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

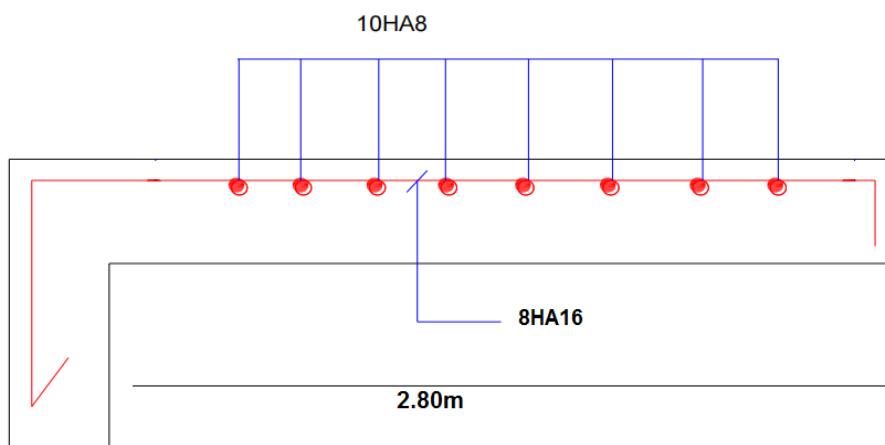
✚ vérification de contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{fc28}{\gamma b} ; 5\right) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPA$$

$$\tau_1 = \frac{Vu1}{bd} = \frac{30.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.244 \dots\dots\dots C.V$$

$$\tau_2 = \frac{Vu2}{bd} = \frac{43.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.155} = 0.283 \dots\dots\dots CV$$

✚ Schéma de ferrailage de balcon :



-Fig. III -17: Ferrailage de balcon 2.80m

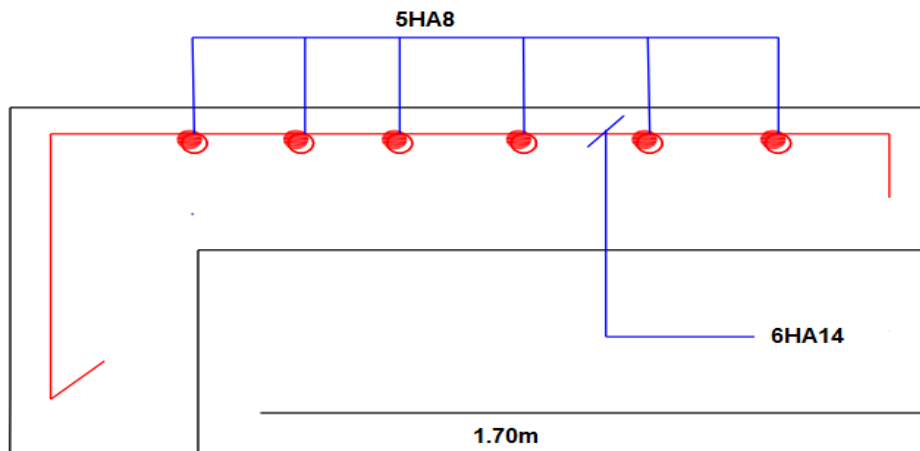


Fig. III-18: Ferrailage de balcon 1.70m

III.5) Calcul le ferrailage de Planchers:

III.5-1) Calcul des Sollicitation des planches :

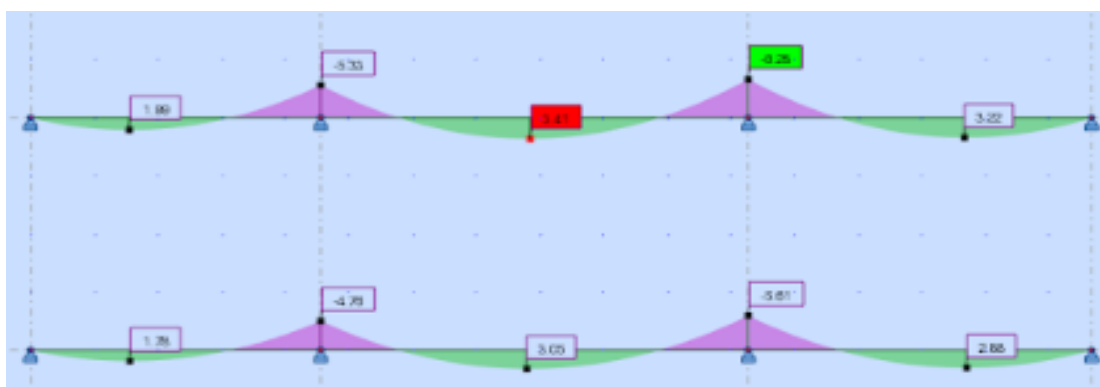
Il y a plusieurs méthodes pour calcul des planchers dans notre cas on utilise ROBOT 2024

ELU :

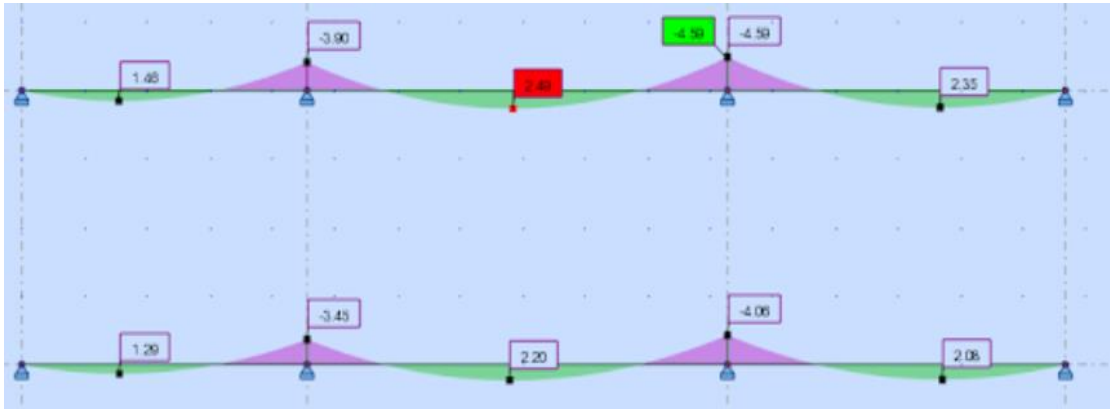
$$M_{a \max} = 6.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{f \max} = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 11.14 \text{ KN.m}$$



-Fig.III -19: récapitulation des résultats des poutrelles(ELU)



-Fig. III -20: récapitulation des résultats des poutrelles(ELS)

III.5-2) Détermination des ferrailrages:

✚ ELU :

1) En travée :

les armatures longitudinales :

$M_{t \max} = 3.41 \text{ KN.m}$

Calcul du moment de la table :

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

$$M_T = 60 \times 4 \times 14.16 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$M_T = 54374.4 \text{ N.m}$

$M_t \geq M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension (b*h) (60*20)cm²

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.41 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.16}$$

$\mu = 0.012$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_l = 0.392 \\ \varepsilon_l = 1.739 \\ \alpha_l = 0.668 \end{array} \right.$$

$$\beta_l = 0.733$$

$$\mu \leq \mu_l \quad \text{Donc} \quad 100\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ MPA} \\ \alpha = 0.0151 \\ \beta = 0.994 \\ \varepsilon_{st} = 10 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.41 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348}$$

$$A_s = 0.54 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 0.54 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}12$$

- Les armatures transversales :

$$\varnothing \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{\max} \right)$$

(Art 7.2.21 BAEL91)

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

$$\varnothing \leq 5.71 \text{ cm}$$

On prend:

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

- Espacement des cours des cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16.2$$

On prend :

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

- Vérification ELS de compression du béton :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.41}{2.49}$$

$$\gamma = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0151 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.0151 \leq 0.43$$

ELS (CB).....CV

- 2) en appuis :
- les armatures longitudinales

$$M_{au} = 6.28 \text{ KN.m}$$

- calcul du moment de la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 12 \times 4 \times 14.16 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_t = 10874.88 \text{ KN.m}$$

$M_u \geq M_t \iff 6.28 \geq 10.874$: Le moment négatif, donc la section rectangulaire de dimension ($b_0 \ h$) (12*20)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{6.28 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.114$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\sigma_{st} = 384 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.1517 \\ \beta = 0.939 \\ \epsilon_{st} = 10 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.28 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348}$$

$$A_s^2 = 1.010 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$$

- Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{\max} \right)$$

(Art 7.2.21 BAEL91)

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

$$\emptyset \leq 5.71 \text{ cm}$$

On prend: $\phi = 6 \text{ mm}$

- Espacement des cours des cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16.2$$

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

- Vérification ELS de compression du béton :

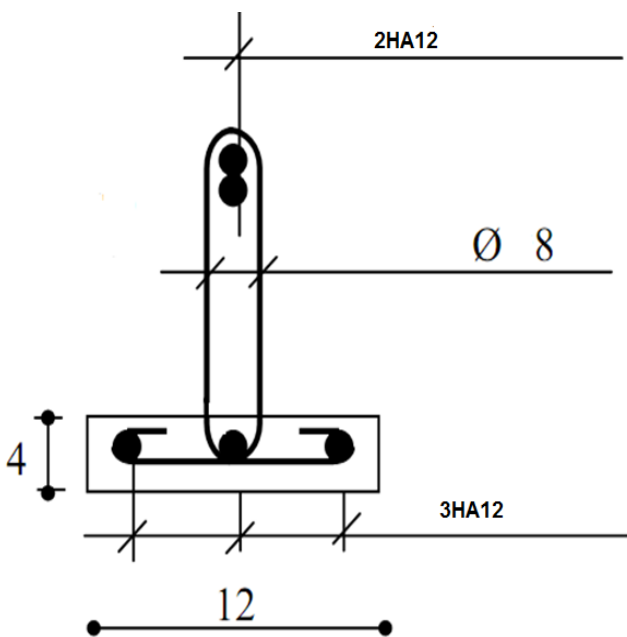
$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.41}{2.49}$$

$$\gamma = 1.36$$

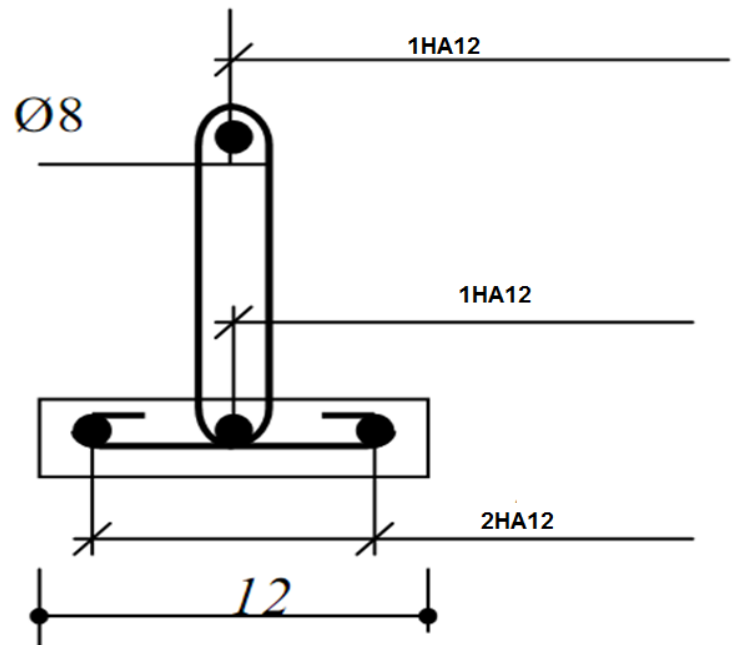
$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0.0151 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.0151 \leq 0.43$$

ELS (CB).....CV



-Fig.III -21: Ferrailages des poutrelles en appuis



-Fig.III -22: Ferrailages des poutrelles En travées

III.6) ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement BAEL 91 V 99 ; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A99V2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

✚ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA99 V 2003.

- 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.

On a deux types de poutres principales à étudier :

Poutres principales → **P.P . (45 × 25) cm²**

Poutres secondaires → **P.S (30 × 20) cm²**

1) Étude des poutres principales P.P (45 × 25) cm²

- Calcul des armatures longitudinales selon le BAEL91V99

Sollicitations de calcul :

$$L_{moy} = \left(\frac{4.1 + 4.9}{2} \right) = 4.5m$$

Pour Terrasse

$$Q_u = 1.35 \times 6.95 + 1.5 \times 1$$

$$Q_u = 10.81 \times 4.5$$

$$Q_u = 48.65KN/m$$

$$Q_{ser} = 35.78KN/m$$

$$L_{max} = 4.9m$$

1) -En travée :

$$M_U = \frac{ql^2}{24} = \frac{48.65 \times (4.9)^2}{24}$$

$$M_U = 48.67KN.m$$

$$M_{Ser} = 35.79KN.m$$

$$H = 45 ;$$

$$b = 25 ;$$

$$d = 40 ;$$

$$d' = 5$$

h : Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{48.67 \times 10^3}{25 \times 40^2 \times 15}$$

$$\mu = 0,08$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_r = 0.392 \\ \alpha_r = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74\text{‰} \end{array} \right.$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.106$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 38.31cm$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 3.65 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 40 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{s \min} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99V2003

$$A_{s \min} = 0.5\% \times 45 \times 25 = 5.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 4\% \times 45 \times 25 = 45 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{s \max} = 6\% \times 45 \times 25 = 67.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

- Choix des armatures

$$A_s = \max(A_{s \text{BAEL}}; A_{s \text{RPA}}; A_{s \min})$$

$$A_s = \max(3.65 \text{ cm}^2; 5.63 \text{ cm}^2; 1.21 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 4 \text{ HA14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

- 2) -En appui:

$$M_U = \frac{q l^2}{24} = \frac{48.65 \times (4.9)^2}{12}$$

$$M_U = 97.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Ser}} = 71.59 \text{ KN.m}$$

$$H = 45 ; \quad b = 25 ; \quad d = 40 ; \quad d' = 5$$

h : Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{97.34 \times 10^3}{25 \times 40^2 \times 15}$$

$$\mu = 0,162$$

$$\text{Acier FeE400} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_r = 0.392 \\ \alpha_r = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74\% \end{array} \right.$$

$\mu < \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.223$$

$\alpha < 0.186$ N.V

Org(flexion simple)

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{97.34 \times 10^3}{25 \times 40^2 \times 14.16}$$

$\mu = 0.172$

$\mu < \mu_l \rightarrow$ oui donc $A's = 0$ Tableau 6

$\alpha = 0.238$

$\beta = 0.905$

Pivot A est = 10‰

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{97.34 \times 10^3}{0.905 \times 40 \times 348}$$

$A_s = 7.73 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 40 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{s \min} = 1.21 \text{ cm}^2$

- Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99V2003

$A_{s \min} = 0.5\% \ 45 \times 25 = 5.63 \text{ cm}^2$

$A_{s \max} = 4\% \ 45 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$ en zone courante

$A_{s \max} = 6\% \ 45 \times 25 = 67.5 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

- Choix des armatures :

$A_s = \max (A_{sBAEL}; A_{sRPA}; A_{s \min})$

$A_s = \max (7.73 \text{ cm}^2; 5.63 \text{ cm}^2; 1.21 \text{ cm}^2)$

$$A_s = 4HA12 + 2HA16 = 8.54 \text{ cm}^2$$

• **Vérification E.L.S:**

Tableau (III-7): Vérification à l'ELS

	travée	Appuis
Mser	35.79	71.59
D	3.696	5.124
E	295.68	409.92
Y1	13.89	15.76
I	85323.94	107888.95
K	0.419	0.66
σ_{bc}	5.83	10.46
$\bar{\sigma}$	15	15
	vérifiée	

• **Vérification de l'effort tranchant**

Selon BAEL 91V99

$$T_{max} = 35.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{35.79}{25 \times 40}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min \left[0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

• **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales Selon le BAEL91V99

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21 BAEL91})$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{450}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 8 \text{ cm}$$

- Espacements

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9.40 ; 40cm\}$$

$$S_t = 36cm$$

Selon RPA99V2003

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; \emptyset; 30cm\right)$$

$$S \leq \min(11.25; 16; 30cm)$$

$$S_t \leq 11.25cm \quad \rightarrow \text{zone nodale}$$

On prend : $S_t = 10 cm$

$$S_t \leq 36 cm \quad \rightarrow \text{zone courante}$$

On prend : $S_t = 20 cm$

Tableau (III-8) : Ferrailage des poutres principales

Pouters Principals	Mama _x	Mtma _x	Asa	As _t	Asappui	Astravée	Cadre
P.P.45×25	97.34	48.67	8.54	6.16	4HA12+2HA16	4HA14	Ø8

Tableau (III-9): Ferrailage des poutres secondaires

Pouters	Mamax	Mtm _{ax}	Asa	As _t	Asappui	Astravée	Cadre
P.S.30×20	30.81	15.41	4.62	4.62	3HA14	3HA14	Ø8

- Vérification de la flèche

D'après les règles BAEL 91V99 , Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis

et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16} \frac{M_{service}}{M_{appui}}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} > \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L: La portée de la travée en trenus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d: La hauteur utile de la section droite.

b₀: La largeur de la nervure.

M_{service}: Le moment en travée maximal à ELS.

M_{aservice}: Le moment en appu maximal à ELS.

A: La section des armatures tendue.

f_e: La limiteélasti que de l'acier utilisé (en MPA).

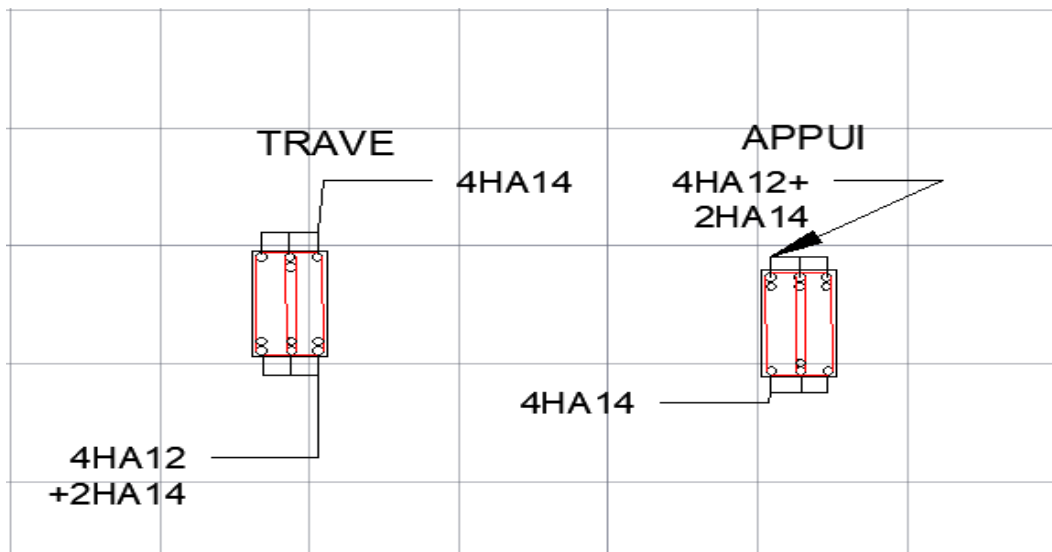
- Vérification des conditions

$$\frac{H}{L} = \frac{45}{490} = 0.092 > \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

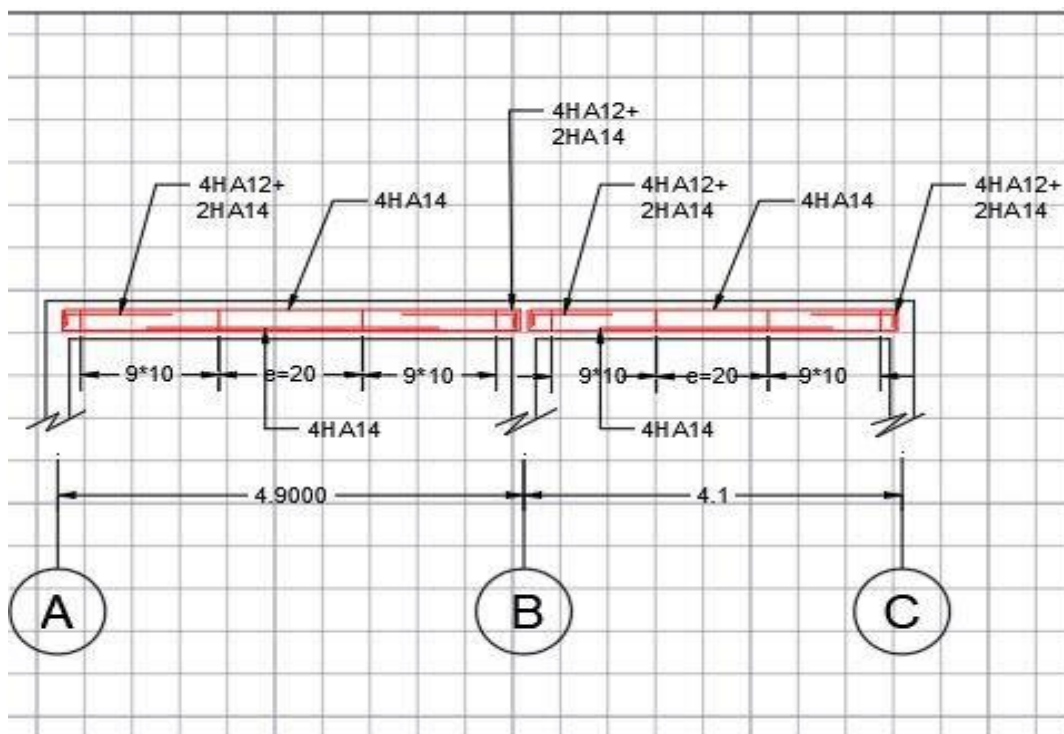
$$\frac{H}{L} = \frac{45}{490} = 0.092 > \frac{1}{16} \frac{M_{service}}{M_{appui}} = \frac{1 \times 35.79}{10 \times 71.58} = \mathbf{0.05}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{14.2}{25 \times 40} = 0.0142 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche de cette poutre car les trois conditions sont vérifier



-Fig.III -22: Ferrailages des poutre en appuis et travées



-Fig.III -24: Plan de ferrailage des poutres

III.6) ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M).

Pour les armatures longitudinales elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet risquent à leur tour de flamber sous l'effet des charges verticales et entraîner l'éclatement du béton :

Leur pourcentage minimal sera de 0,7% de la section totale du béton.

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement Le diamètre minimum est de 12 mm La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$

a. Calcul du ferrailage par flexion composée à l'ELU (flexion simple +compression) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_e=5.53\text{KN/m} \\ G_t=6.95\text{KN/m} \\ b=25\text{cm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} Q_e=1.5\text{KN/m} \\ Q_t=1\text{KN/m} \end{array} \right. ; \begin{array}{l} h=25\text{cm} \\ d=22.5\text{cm} \\ d'=2.5\text{cm} \end{array}$$

III.6-1) Calcul du Poteau d'étage :

Poids de Poteau = $0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781\text{KN}$

$N_{u\text{ max}} = 280.85\text{ KN}$

$N_{u\text{ tot}} = 280.85 + 4.781 = 285.631\text{KN}$

$S_p = 13.635\text{cm}^2$

$q_u = (1.35 \times G_e + 1.5 \times Q_e) \times S_p = (1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 1.5) \times 13.635$

$q_u = 132.47\text{KN/m}$

$q_{ser} = (G_e + Q_e) \times S_p = (5.53 + 1.5) \times 13.635$

$q_{ser} = 87.45\text{KN/m}$

$$q_{ser} = 95.85 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{qu.l^2}{12} = \frac{132.47 \times 3.06^2}{12}$$

$$M_u = 103.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.l^2}{12} = \frac{95.85 \times 3.06^2}{12}$$

$$M_{ser} = 103.37 \text{ KN.m}$$

Puisque le poteau soumise à la flexion composée avec un effort de compression, on doit vérifier la stabilité de forme

$$\frac{I_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = 51.84$$

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{103.37}{280.85} = 0.368 \text{ m}$$

La pièce sera justifié à la flexion composée en remplaçant l'excentrent e_1 par et $e_t = e_1 + e_a + e_2$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \text{ cm}\right) \quad e_a = 0.02 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \varphi) \quad \varphi = 2 \text{ coefficient de fluage}$$

α : Moment permanent / moment total à l'ELS

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

$$MG = \frac{1.35 \cdot G \times S^2}{24} = \frac{1.35 \times 5.53 \times 13.635^2}{24}$$

$$MG = 57.83 \text{ KNn}$$

$$MQ = \frac{1.5 \cdot Q \times S^2}{24} = \frac{1.5 \times 1.5 \times 13.635^2}{24}$$

$$MQ = 17.43 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{57.83}{57.83 + 17.43} = 0.768$$

Alors :

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 3.06} \times (2 + 0.768 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0159 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_t = 0.368 + 0.02 + 0.0159$$

$$e_t = 0.4039$$

$$N'u = Nu$$

$$M'u = Nu \times e_t = 280.85 \times 0.4039$$

$$M'u = 113.44 \text{ KN.m}$$

$$M'1 = M'u + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 113.44 + 280.85 \times \left(22.5 - \frac{25}{2} \right)$$

$$M'1 = 29.22 \text{ Kn.m}$$

Org flexion simple:

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot Fbu} = \frac{29.22 \times 10^2}{25 \times 22.5^2 \times 14.16} = 0.0163$$

$$F_e = 400 \text{ MPA} \rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu \leq \mu_L \rightarrow 0.0163 \leq 0.392 \rightarrow \text{Oui vérifié } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 0.0163} \right) = 0.224$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.91$$

$$\alpha \leq 0.259 \text{ Pivot A } \varepsilon_{ST} = 10\%00$$

$$\varepsilon_L = 1.739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \rightarrow 10 \geq 1.739 \rightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{MU}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{29.22 \times 10^3}{0.91 \cdot 22.5 \cdot 348}$$

$$A_s = 4.10 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.007 \times 25 \times 25 = 4.38 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage:

$$A_s = \max[A_s; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min}]$$

$$A_s = \max[4.10; 4.38; 0.68]$$

Le choix :

$$6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$F_e = 400 \text{ MPA} \rightarrow$ Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{103.37}{74.79} = 1.38$$

$$\alpha < \frac{y-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\alpha < \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.225 \leq 0.395 \quad \text{Oui ELSCB OK}$$

III.6-2) Calcul du Poteau de Terrasse :

$$\text{Poids de Poteau} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$$

$$N_{u \max} = 280.85 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ tot}} = 280.85 + 4.781 = 285.631 \text{ KN}$$

$$S_p = 13.635 \text{ cm}^2$$

$$q_u = (1.35 \times Gt + 1.5 \times Qt) \times S_p = (1.35 \times 6.95 + 1.5 \times 1) \times 13.635$$

$$q_u = 148.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (Gt + Q) \times S_p = (6.95 + 1.5) \times 13.635$$

$$q_{ser} = 115.22 \text{ KN/m}$$

$$Mu = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{148.38 \times 3.06^2}{12}$$

$$Mu = 115.78 \text{ KN.m}$$

$$Mser = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{12} = \frac{115.22 \times 3.06^2}{12}$$

$$Mser = 89.91 \text{ KN.m}$$

Puisque le poteau soumise à la flexion composée avec un effort de compression, on doit vérifier la stabilité de forme

$$\frac{I_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = 51.84$$

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{103.37}{280.85} = 0.368m$$

La pièce sera justifié à la flexion composée en remplaçant l'excentrent e_1 par et

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250} cm\right) \quad e_a = 0.02m$$

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformtion de la structure

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \varphi) \quad \varphi = 2 \text{ coefficient de fluage}$$

α : moment permanent / moment total à l'ELS

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

$$MG = \frac{1.35 \cdot G \times S^2}{24} = \frac{1.35 \times 6.95 \times 13.635^2}{24}$$

$$MG = 72.68 \text{ KN m}$$

$$MQ = \frac{1.5 \cdot Q \times S^2}{24} = \frac{1.5 \times 1 \times 13.635^2}{24}$$

$$MQ = 11.62 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{72.68}{72.68 + 11.62} = 0.86$$

Alors :

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 3.06} \times (2 + 0.86 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0167m$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0.41 + 0.02 + 0.0167$$

$$e_T = 0.447$$

$$N'_u = N_u$$

$$M'_u = N_u \times (e_T) = 280.85 \times 0.447$$

$$M'_u = 125.54 \text{ KN.m}$$

$$M'_1 = M'_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 125.54 + 280.85 \times \left(22.5 - \frac{25}{2} \right)$$

$$M'_1 = 29.34 \text{ Kn.m}$$

Org flexion simple:

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot Fbu} = \frac{29.34 \times 10^2}{25 \times 22.5^2 \times 14.16} = 0.0164$$

$$F_e = 400 \text{ MPA} \rightarrow \mu_L = 0.392$$

$$\mu \leq \mu_L \rightarrow 0.0163 \leq 0.392 \rightarrow \text{Oui vérifié } A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 0.0164} \right) = 0.225$$

$$\beta = 1 - 0.4$$

$$\alpha = 0.9098$$

$$\alpha \leq 0.259 \quad \text{Pivot A } \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_L = 1.739$$

$$\varepsilon_{ST} \geq \varepsilon_L \rightarrow 10 \geq 1.739 \rightarrow \text{Oui}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{MU}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{29.22 \times 10^3}{0.91 \cdot 22.5 \cdot 348}$$

$$A_s = 4.11 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.007 \times 25 \times 25$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage :

$$A_s = \max[A_s ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min}]$$

$$A_s = \max[4.11 ; 4.38 ; 0.68]$$

Le choix :

$$6HA12=6.79 \text{ cm}^2$$

Vérification :

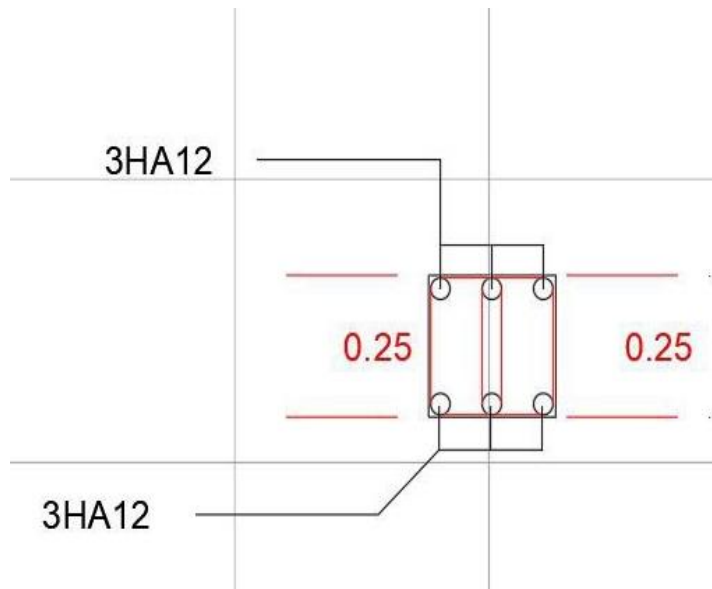
$F_e = 400 \text{ MPA}$ → Vérification de l'ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{115.78}{89.91} = 1.29$$

$$\alpha < \frac{y-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\alpha < \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$0.395 \leq 0.395$ Oui ELSCB OK



ig. III -25: COUPE en appuis et travées

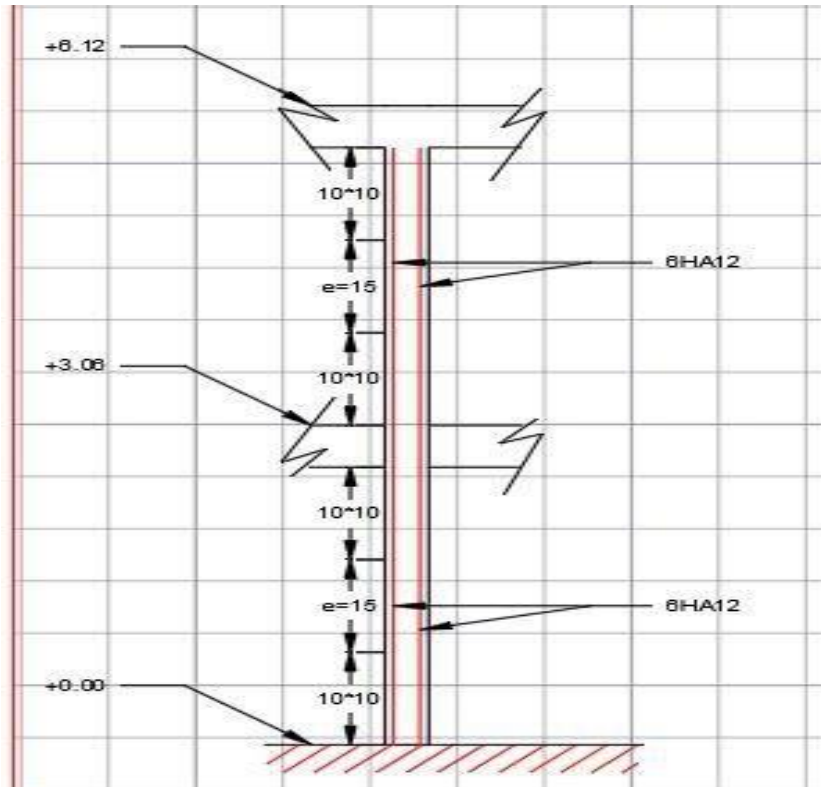


Fig. III -26: Ferrailage de poteau



CHAPITRE IV

CHAPITRE IV

IV-1) 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 est réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On distingue deux types de fondations :

IV-1-1). 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 des semelles :

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

IV-1- 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-1-3). Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure 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

CHAPITRE IV : ETUDE DE FONDATION (SOUS-SOL)

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

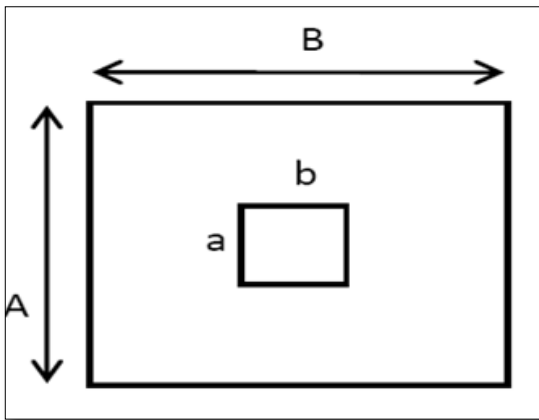


Fig IV.1 : coupe d,d'

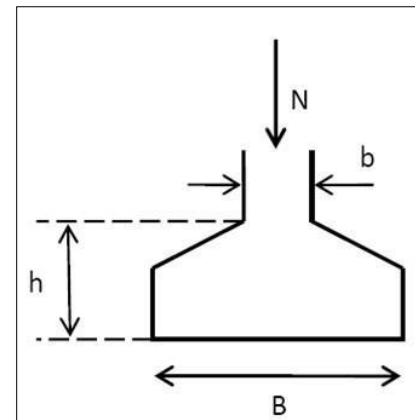


Fig IV.2 : Vue en plan

Avec :

a ; b : Les dimensions du poteau.

A ; B : Les dimensions de la semelle isolée.

IV-1-3). Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface de la semelle est donnée par :

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

$A=B$

Le ferrailage :

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

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 :

$$H \geq \frac{A-a}{4}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE FONDATION (SOUS-SOL)

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).

$$N_{\max} = 280.85 \text{ KN} = 28085 \text{ kg} \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$S = A \times B \geq \frac{Nu}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{280.85 \times 10^2}{2} = 14042.5 \text{ cm}^2$$

$$A=B \rightarrow A = \sqrt{S} = \sqrt{14042.5} = 118.5 \text{ cm}$$

En prend : $A=120\text{cm}=1.2\text{m}$ $B=1.2\text{m}$

$$H \geq \frac{A-a}{4} = \frac{120-25}{4} = 23.75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

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

Tableau IV.1 : Dimensionnement des fondations

Semelle	$N_u(\text{KN})$	$\sigma_{\text{sol}}(\text{KN}/\text{m}^2)$	(m^2)	A(m)	h (cm)
A1	56.99	200	0.284	0.80	20
A2	127.94	200	0.64	1	25
A3	119.06	200	0.595	1	25
A4	113.85	200	0.595	1	25
A'5	49.68	200	0.248	0.80	15
B1	125.14	200	0.625	1	25
B2	280.85	200	1.404	1.20	30
B3	261.38	200	1.307	1.20	30
B4	105.65	200	0.528	0.80	20
B'5	87.93	200	0.44	0.80	20
B'6	87.74	200	0.44	0.80	20
C1	68.18	200	0.34	0.80	15
C2	262.122	200	1.310	1.20	30

CHAPITRE IV : ETUDE DE FONDATION (SOUS-SOL)

C3	243.95	200	1.22	1.20	30
C4	98.66	200	0.49	0.80	20
C'5	78.27	200	0.39	0.80	20
C'6	47.97	200	0.239	0.80	20
D2	60.55	200	0.303	0.80	20
D3	101.54	200	0.507	0.80	20
D4	94.50	200	0.473	0.80	20
D5	37.48	200	0.187	0.80	20

Choix des fondations

$$S_1 = \{A = 1.20, h = 30cm\}$$

$$S_2 = \{A = 1., h = 25cm\}$$

$$S_3 = \{A = 0.80, h = 20cm\}$$

Ferrailage des semelles : Exemple de calcul

Groupe01 :

$$A_a = B_b = \frac{Nu \times (A - a)}{8 \times d \times \delta s} = \frac{280.85 \times (120 - 25) \times 10}{8 \times 25 \times 348}$$

$A_a = B_b = 3.833cm^2$

Tableau IV.6 : Récapitulation du ferrailage des semelle

	$B_b = A_a$ (cm^2)	Le choix	$B_{ad} = (cm^2)$
Groupe0 1	3.833	6HA10 St=20	4.62
Groupe0 2	1.723	5HA10 St=18	3.08
Groupe0 3	1.391	5HA10 St=17	3.39

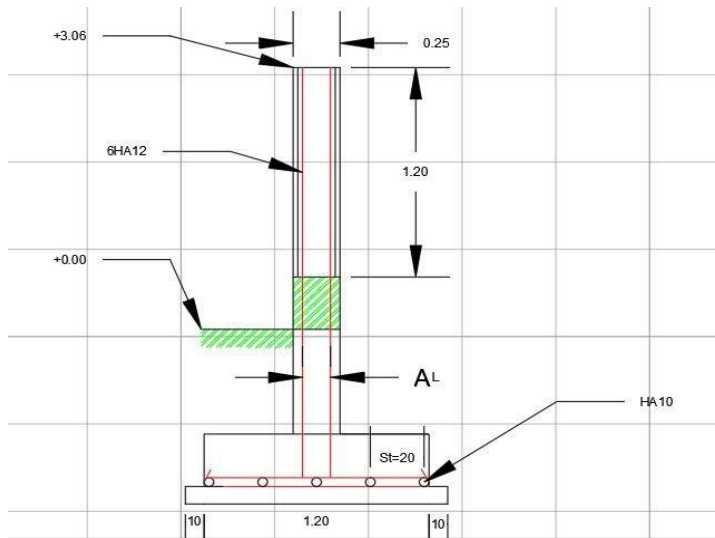


Fig IV.3 : Ferrailage de poteaux

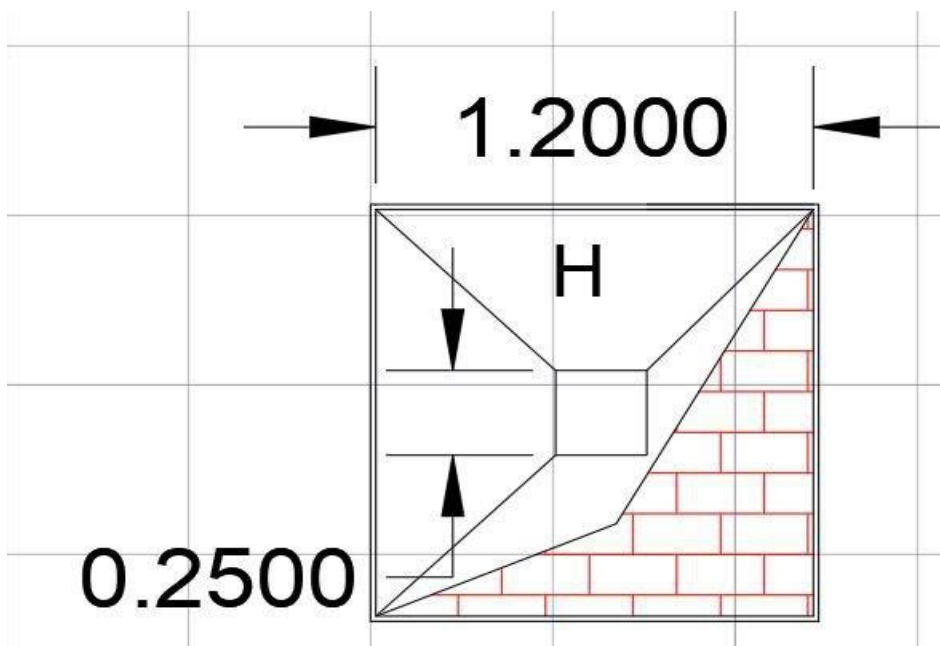


Fig. IV-4: Ferrailage de fondation

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements tel que RPA 99/2003 et BAEL 91.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure elle concerne semelle isolé ce dernier est bien reprendre aux charges transmises par la structure au sol.

Sans oublier que dans tout travail il y a une cohérence et une coopération entre l'ingénieur civil et l'architecte pour être un travail réussi.

Enfin ; ce projet qui consiste pour nous une première expérience, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autre projet de fin d'études.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

❖ Les règles :

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

❖ Autres documents consultés :

- ✚ Cours de béton armé du 3ème année Licence
- ✚ Cour de recherche documentaire et conception de mémoire (descente des charges) Mr. lemdani Epau 2011
- ✚ Cahier de TD de béton armé de 3eme année Licence
- ✚ Mémoire de fin d'études, Université Tiaret (promotion 2004/2005).
- ✚ Memoire de licence « MCIL » de (KHAFIF Kaoutar et HAKMI Samira)

❖ Logiciels :

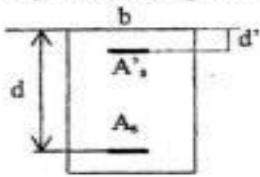
- ✚ Auto desk robot structural analyse professionnel V2021
- ✚ Auto desk Auto CAD 2021
- ✚ WORD 2013

Annexes

FLEXION SIMPLE SECTION RECTANGULAIRE

1

A) Fissuration peu nuisible



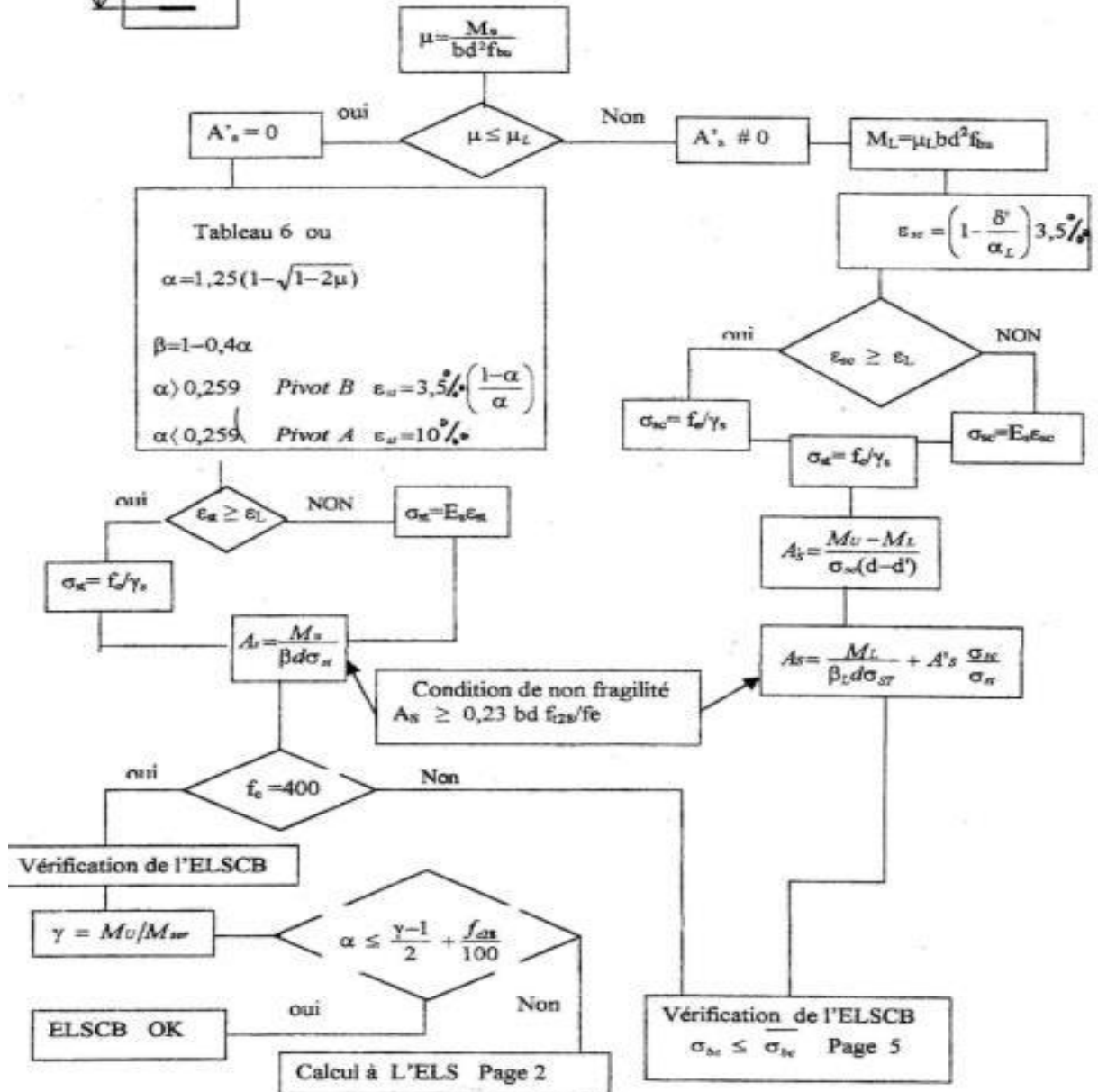
Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELU

Données : M_U et M_{ser} en (N.m)

b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$ $\epsilon_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$

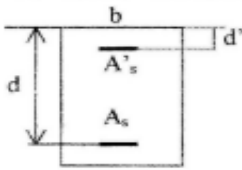
$f_{bu} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b$, f_e/γ_s en (MPa)

Inconnues : $A_s, A's$ en (cm^2)

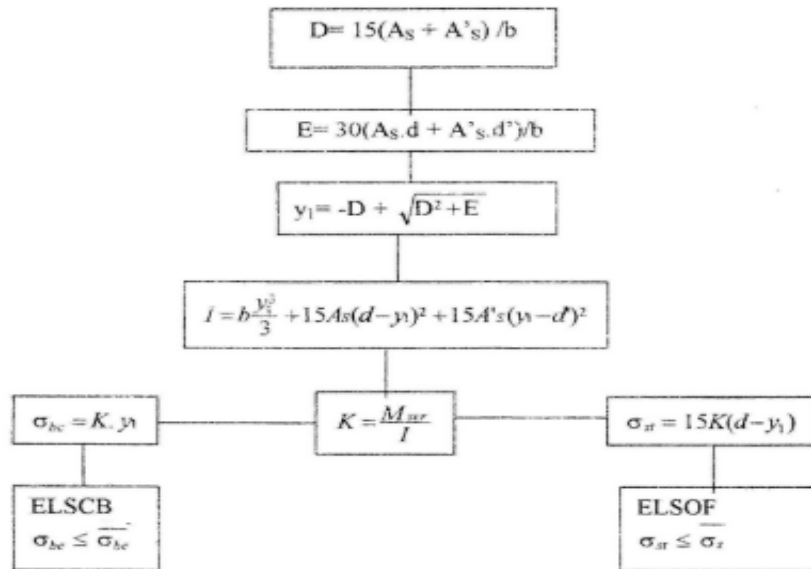


**FLEXION SIMPLE
SECTION RECTANGULAIRE**

Vérification des contraintes à l'ELS



Données : M_{ser} en (N.m) b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{ct8}$ $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_s, 110\sqrt{\eta f_{ct8}})$...fissuration préjudiciable
 $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_s, 90\sqrt{\eta f_{ct8}})$...fissuration très préjudiciable
 f_{ct8}, f_{ct8}, f_s en (MPa)
Inconnues : σ_{bc}, σ_s



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

$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{bd}$ du tableau on a k_1 et $\beta_1 \implies \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$
 $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (ELSCB) $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (ELSOF)

FLEXION SIMPLE
SECTION EN TÉ

3

A) fissuration peu nuisible :

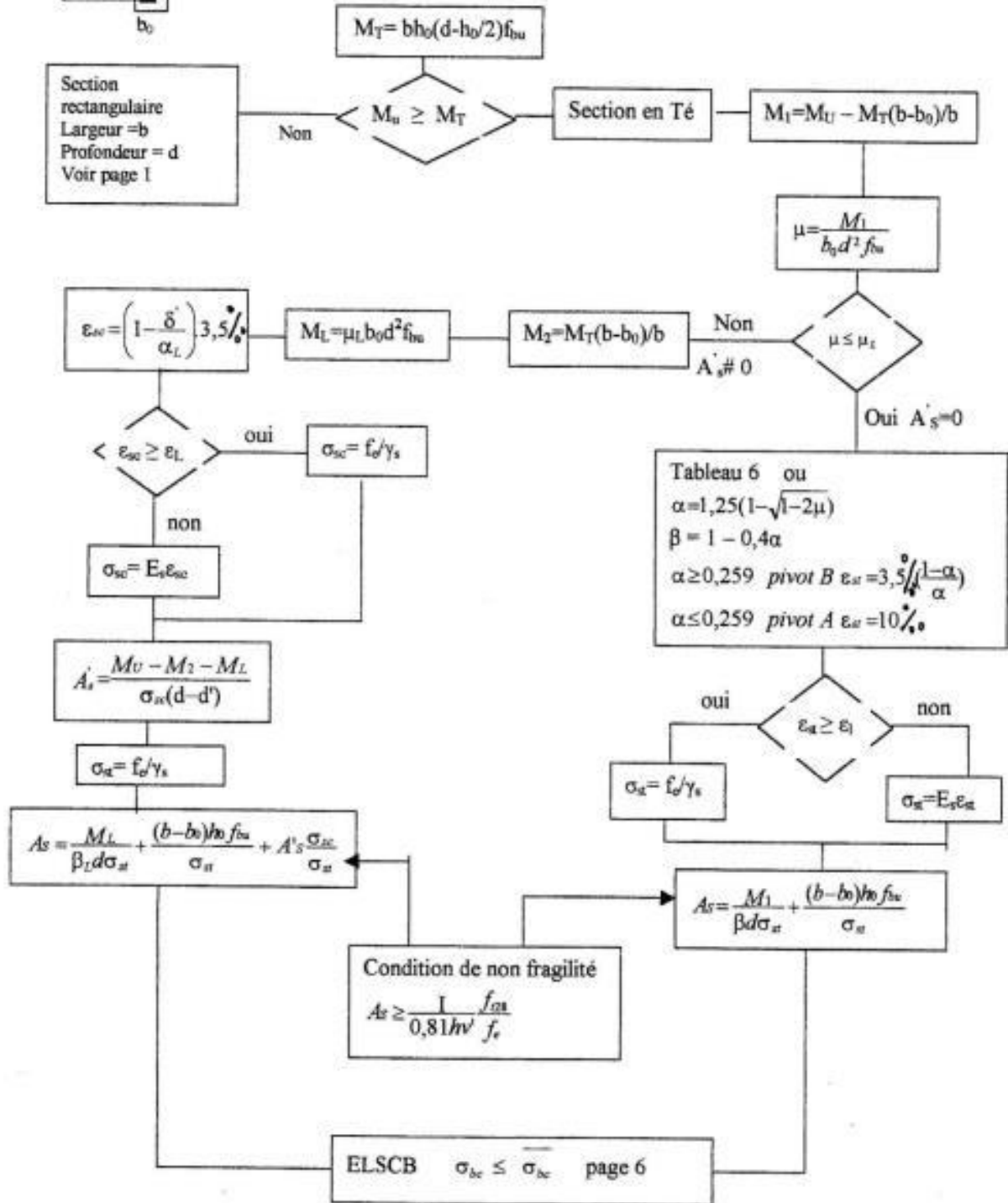
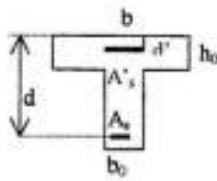
Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELU

Données : M_U et M_{ser} en (N.m)

b, d, h_0, b_0 et d' en (cm) $\delta' = d'/d$

$f_{bu} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b$, $f_{d'}/\gamma_s$ en (MPa), $\epsilon_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$

Inconnues : A_s, A'_s en (cm²)



Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$
f_e/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
ε_{es} (‰)	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_l	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ_l	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

Tableau des armatures

N/ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.2 8	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.5 7
2	0.39	0.5 7	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.1 3
3	0.59	0.8 5	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7 0
4	0.79	1.1 3	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.2 7
5	0.98	1.4 1	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.8 3
6	1.18	1.7 0	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.4 0
7	1.37	1.9 8	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.9 6
8	1.57	2.2 6	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.5 3
9	1.77	2.5 4	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.1 0
10	1.96	2.8 3	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.6 6
11	2.16	3.1 1	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.2 3
12	2.36	3.3 9	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8 0
13	2.55	3.6 8	6.53	10. 21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.3 6
14	2.75	3.9 6	7.04	11. 00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.9 3

15	2.95	4.2 4	7.54	11. 78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5 0
16	3.14	4.5 2	8.04	12. 57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.0 6
17	3.34	4.8 1	8.55	13. 35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.6 3
18	3.53	5.0 9	9.05	14. 14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2 0
19	3.73	5.3 7	9.55	14. 92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.7 6
20	3.93	5.6 5	10.0 5	15. 71	22.62	03.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.3 3

TABLAU06 : section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées

Etat-limite ultime de résistance

TABLAU 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
0,001	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

Etat-limite ultime de résistance

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	3,442	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7889	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Etat-limite de service

TABLEAU 7

Etat-limite de service

TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

Table with 12 columns: beta_1, alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1, rho_1, beta_2, alpha_2, mu'_2, mu_2, k_2, rho_2. It contains numerical data for various design parameters.

Valeurs de alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1 et rho_1 en fonction de beta_1.

Table with 12 columns: beta_1, alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1, rho_1, beta_2, alpha_2, mu'_2, mu_2, k_2, rho_2. It contains numerical data for various design parameters.

Etat-limite de service

TABLEAU 7 (suite)

Etat-limite de service

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

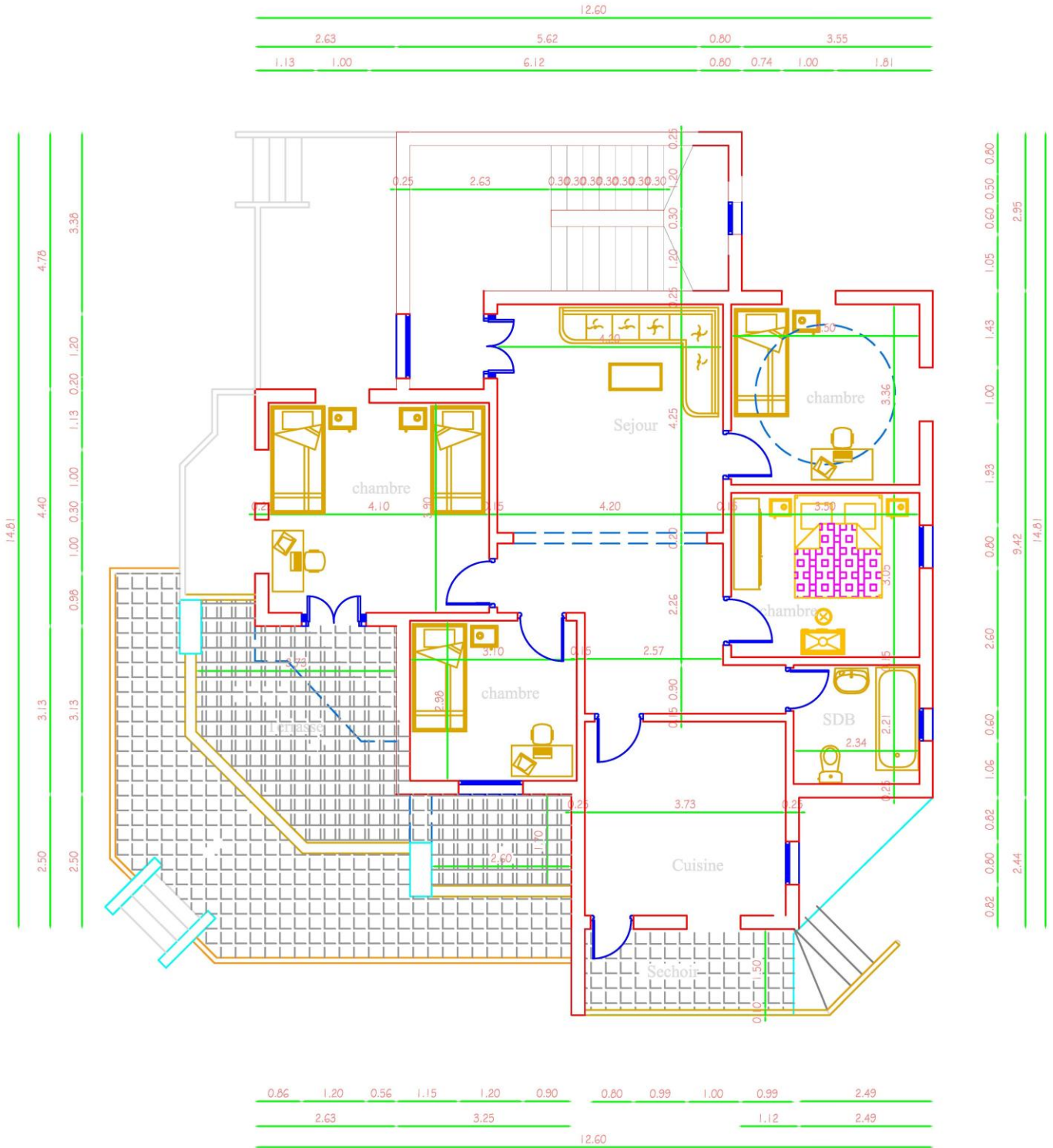
Table with 12 columns: beta_1, alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1, rho_1, beta_2, alpha_2, mu'_2, mu_2, k_2, rho_2. It contains numerical data for various design parameters.

Valeurs de alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1 et rho_1 en fonction de beta_1.

Table with 12 columns: beta_1, alpha_1, mu'_1, mu_1, k_1, rho_1, beta_2, alpha_2, mu'_2, mu_2, k_2, rho_2. It contains numerical data for various design parameters.

TABLEAU 7 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées

Plan RDC



POSITION DES POUTEAUX

11.7030

2.0300

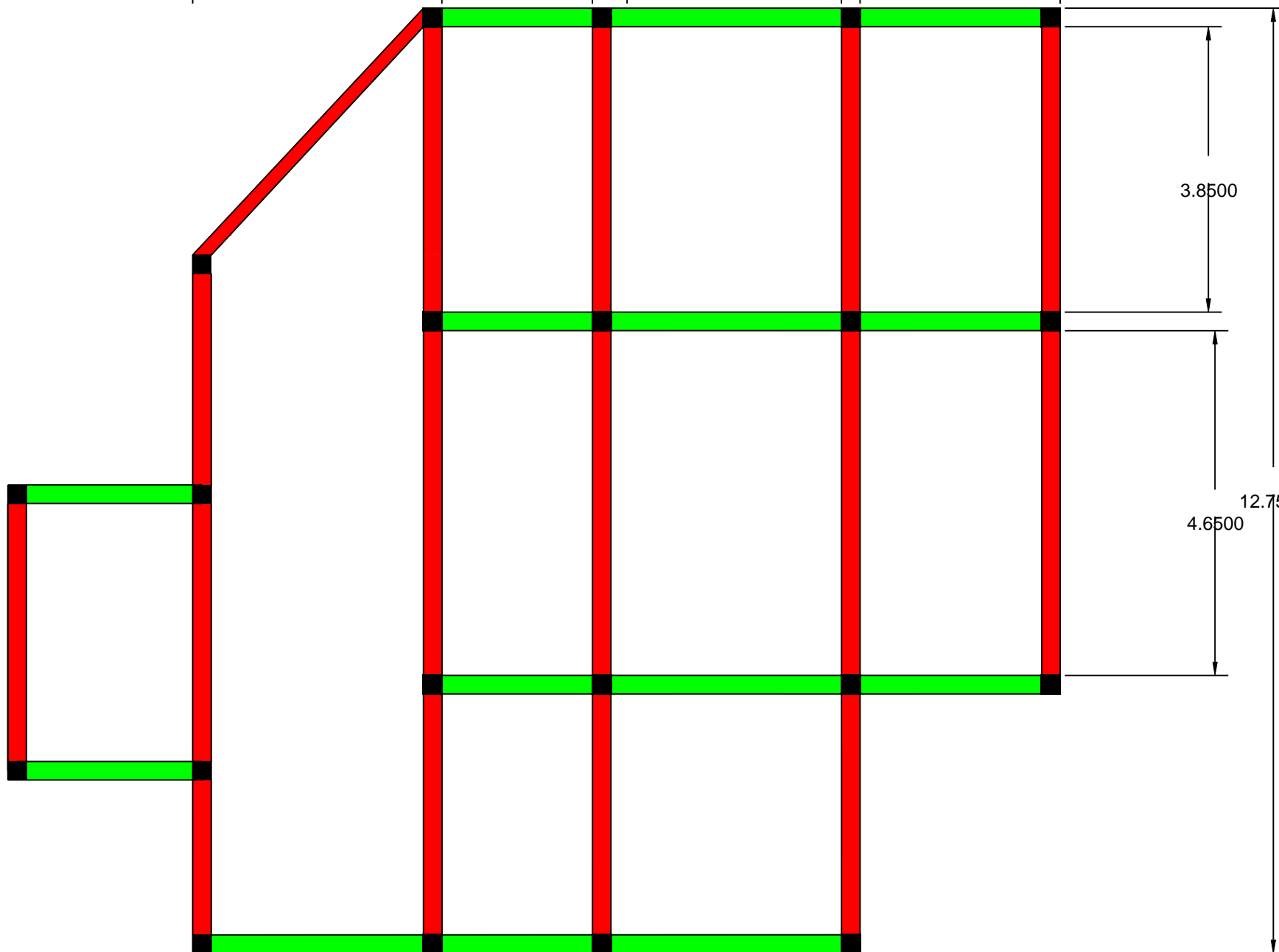
2.8922

2.7000

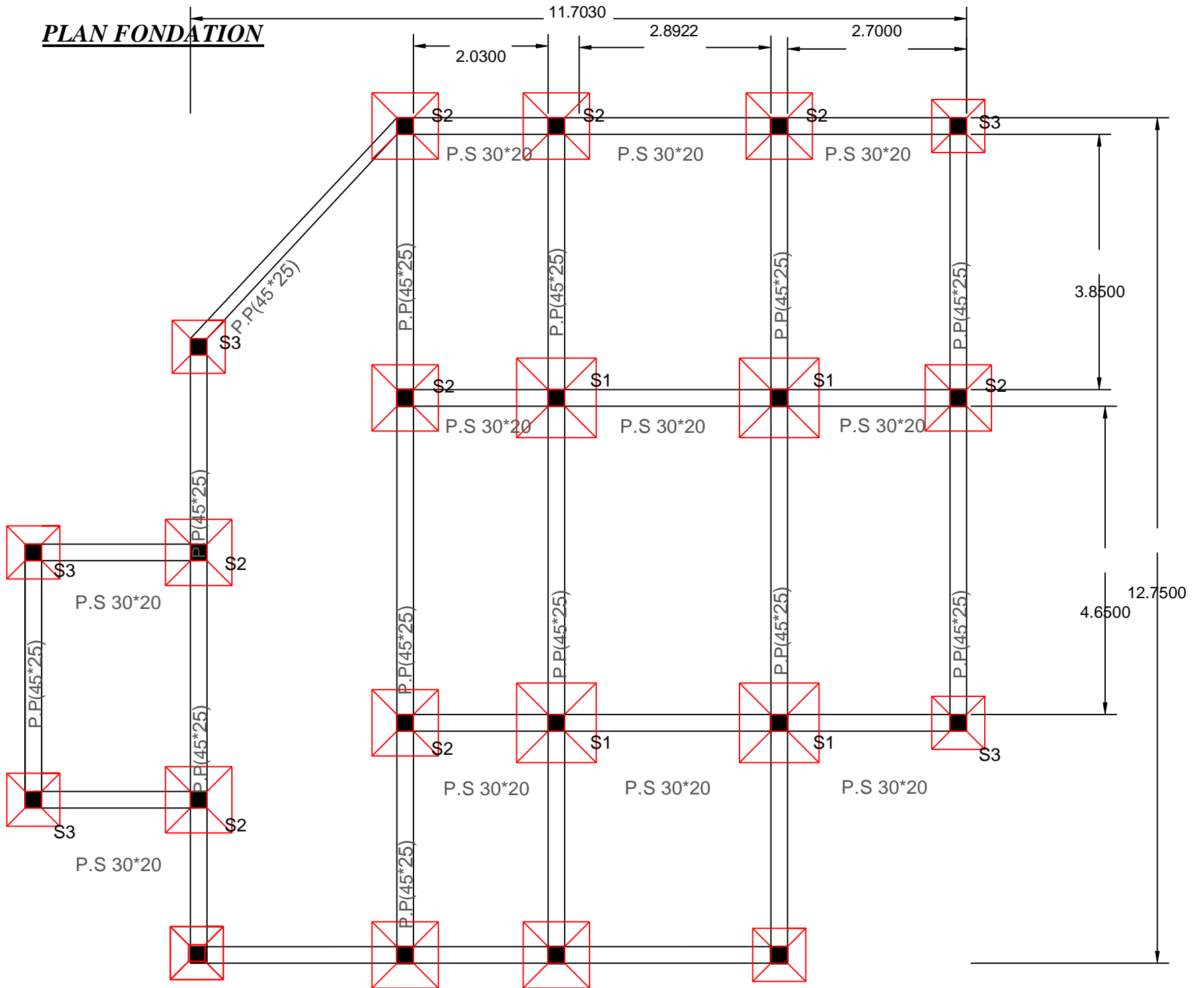
3.8500

4.6500

12.7500



PLAN FONDATION



P.P.(45*25)

S3

P.S 30*20

S2

P.S 30*20

P.P.(4

S2

P.S 30*20

P.P.(4

S3

