

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

ANNÉE : 2017/2018

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIORAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION

Domaine: Sciences et Techniques

Spécialité:

GENIE CIVIL

Option:

STRUCTURES

Par :

-DJELFI Khemis

-MAGRANI Houssam

DIRECTEUR DU MEMOIRE: GOUASMIA ABDELHACINE

DEVANT LE JURY

PRÉSIDENT:

EXAMINATEURS:

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2017/2018

Remerciements

Nous voulons en premier à remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur **GOUASMIA ABDELHACINE**, professeur à l'Université de **Badji Mokhtar Annaba** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **MERZOUZ Mouloud** et Monsieur **FELLAH Farid** professeurs à l'Université de **Badji Mokhtare Annaba** pour ses soutiens et ses aides.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste travail

Un grand merci à tous les professeurs de la 1^{ère} et 2^{ème} année master et 3^{ème} année licence génie civil et à toute nos famille et nos collègues et les ingénieurs : de l'agence de CTC (Mr : ROUABHIA Abd ALLi) et de BARRAGE BOUKHROUFA

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et soutenu.

Djelfi Khemis et Maghrani Housseem

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق ارضي + 09 طوابق، يتم إنجازها، بولاية عنابة -البوني- المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **II** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل المحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة .
دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**ROBOT.version.2014**)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر
(**BAEL 91 (RPA 99 version 2003 modifié 99)**)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة (**ROBOT**)، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de **R+09** étages qui sera implantée dans la **wilaya d'Annaba (El Bouni)**, classée en zone **II** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT. version.2014**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of **G+09** floors which will be located in the **Wilaya of Annaba (El Bouni)**, classified in zone **II** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**ROBOT. Version .2014**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **ROBOT**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.



LISTE DES TABLEAUX :

1. **Tableau III -1 : Composition moyenne du béton**
2. **Tableau IV.1 : L'épaisseur des voiles**
3. **Tableau IV.2 ; Charge permanente au niveau courant due aux plancher a corps creux**
4. **Tableau IV.3 ; Charge permanente à la terrasse due aux plancher a corps creux**
5. **Tableau. IV.4 ; Charge permanente du Balcon (ép.=12):**
6. **Tableau. IV.5 ; Charge permanente du Balcon (ép.=14):**
7. **Tableau IV.6 ; Charge permanente due aux murs (double parois)**
8. **Tableau IV.6 ; Charge permanente due aux murs (simple paroi)**
9. **Tableau IV.7 ; Charge permanente due aux murs Dalle pleine (RDC)**
10. **Tableau IV.8 ; Charge permanente due aux murs (Escalier)**
11. **Tableau IV.9 ; charge permanente due aux murs Voile (e= 15cm)**
12. **Tableau V.1 : Combinaisons de charges (RDC)**
13. **Tableau V.2 : Combinaisons de charges (ETAGE)**
14. **Tableau V .1.4: résultats de(M.T.N) travé type 02**
15. **Tableau V .1.5: résultats de(M.T.N) travé type 0 3**
16. **Tableau V .1.6: résultats de(M.T.N) de plancher etage courant (2^{eme} etage - 9^{eme} etage)**
17. **Tableau V .1.7: résultats de(M.T.N) de plancher etage courant (1^{er}etage) :**
18. **Tableau VI .1 : Classification du Site**
19. **Tableau VI .2 : Coefficient d'Accélération de Zone A)**
20. **Tableau VI .3 : Valeurs de ξ (%)**
21. **Tableau VI .4 : valeurs du coefficient de comportement R**
22. **Tableau VI .5: valeurs des pénalités P_q**
23. **Tableau VI .6 : valeurs du coefficient C_T**
24. **Tableau VI .7 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode**
25. **Tableau VI .8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x :**



LISTE DES TABLEAUX

26. Tableau VI.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y :
27. Tableau VIII.2.1. Les Résultats des efforts N pour chaque voile :
28. Tableau VIII.2.2. Les Résultats des efforts N pour chaque Poteau :



LISTE DES SYMBOLES

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier,
A _t	Section d'armatures transversales,
A _t	Aire D'une section de béton,
B	Diamètre,
D	Module d'élasticité longitudinale,
E	Module de déformation longitudinale du béton,
E _b	Module d'élasticité de l'acier,
E _i	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E _s	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
E _v	Force ou action en général,
F	Action permanente, module d'élasticité transversale,
F	Charges d'exploitations,
G	Moment d'inertie,
Q	Coefficient,
I	Longueur ou portée,
K	Longueur de flambement,
L	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
L	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
L _f	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M	Moment de calcul ultime,
M _G	Moment de calcul de service,
M _Q	Moment en travée,
M _u	Moment sur appuis,
M _{ser}	Effort normal,
M _t	Espacement des armatures transversales,
M _a	Effort Tranchant, période,
M _a	Effort tranchant a la base,
N	Facteur de terrain,
S _t	Paramètre de rugosité,
T	Hauteur Minimale,
V ₀	Coefficient de rugosité,
V ₀	Cohésion,
K _t	Coefficient dynamique,
Z ₀	Coefficient d'exposition,
Z _{min}	Coefficient de pression extérieure,
C _r	Coefficient de pression intérieure,
C _t	Coefficient de pression nette,
C _d	Force résultante,
C _e	Force de frottement,



C_{pe}	Coefficient de pression extérieure,
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure,
C_p	Coefficient de pression nette,
R	Force résultante,
F_{fr}	Force de frottement,
C	Cohésion.
C_c	Coefficient de compression,
C_s	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage,
W	Teneur en eau, Poids total de la structure,
W_{sat}	Teneur en eau saturé,
W_L	Limite de liquidité,
W_p	Limite de plasticité,
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance,
S_r	Degré de saturation,
I_p	Indice de plasticité,
I_c	Indice de consistance,
S_c	Tassement œdométrique,
S_{cT}	Tassement total,
S_{cadm}	Tassement admissible,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
e	épaisseur, Indice des vides,
cg	grosseur des granulats,
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche,
f_e	limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,



s	espacement des armatures en générales,
s_t	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, Profondeur de l'axe neutre,
z	coordonnée d'altitude,
q_{dyn}	pression dynamique,
$q_{réf}$	pression dynamique de référence,

Notations en minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre,
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	Élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
φ	Angle de frottement,
σ_c	Contrainte de consolidation,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton,
β	Coefficient de pondération,
σ_{sol}	Contrainte du sol,
σ_m	Contrainte moyenne.



INTRODUCTION GENERALE :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisés en huit chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.



II.1.1. Généralités :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment **R+9**, un RDC commercial et 09 étages à destination d'habitations, dans le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques,

Le bâtiment sera implanté a willaya **ANNABA** selon le **RPA 99/ 2003** cette zone est sismicité moyenne (**zone II**)

II.1.2. Présentation de l'Ouvrage :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple ;

1. **Le RDC** : est destiné à usage commerciale,
2. **les autres niveaux** : sont destinés à l'habitation (quatre appartements de type F3 dans chaque étage). Cet ouvrage est situé en face de la ZAC d'El Bouni wilaya de **Annaba**, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (**zone II**) selon le **RPA99/version 2003**.

▪ Caractéristiques Géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué **d'un seul bloc de forme irrégulière en plan**, de dimensions suivantes:

- Longueur totale du bâtiment en plan	24.5m.
- Largeur totale du bâtiment en plan	19.62m.
- Hauteur du RDC	4.08m.
- Hauteur des étages courants	3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment	31.62m



II.1.3. Description de l’Ouvrage :

a/ Plancher :

Nous avons optés pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

1. Facilité de réalisation.
2. Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
3. Réduire le poids du plancher et par conséquent l’effet sismique.
4. Raison économique.
5. Et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes). **Le RDC est en dalle pleine.**

b/ Conception Structurale:

L’ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques et de voiles de contreventement dans les deux directions.

c/ Maçonneries :

- La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.
- Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre les logements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d’épaisseur) séparées par une lame d’air de 5cm d’épaisseur
- . - Les murs intérieurs sont constitués d’une seule paroi de briques d’épaisseur 10cm

d/ Escaliers:

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers qui sont droites et contient deux paillasse et un palier.

e/ L’acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d’un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d’ateur et de 15 cm d’épaisseur.

f/ Terrasse :



La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

J /Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de **RPA99/version 2003** , d'après les conditions de l' article , **3.4.A** pour les structures en béton armé ,on peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les **8.00 M** ,par conséquent ,nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier la condition suivante ;

- ✓ les voiles de contreventement reprendre doivent au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales
- ✓ les charges horizontales sont reprise conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux
- ✓ les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage



III. 1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III. 2. 1. Béton :

III. 2. 1.1. Composition moyenne du béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « **25 Mpa.** »

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau III -1 : Composition moyenne du béton

III. 2. 1.2. La résistance caractéristique du béton :

- En compression « f_{cj} »

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25 [MPa]$

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83 j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40 [MPa]$

- En traction « f_{ij} »

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{ij} = 2.1 [MPa]$ déduite de la formule :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

III. 2. 1.3. Déformation longitudinales du béton :

- Déformations instantanées « E_{ij} »



$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$, déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- Déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$, Dans notre cas : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 [MPa]$, pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

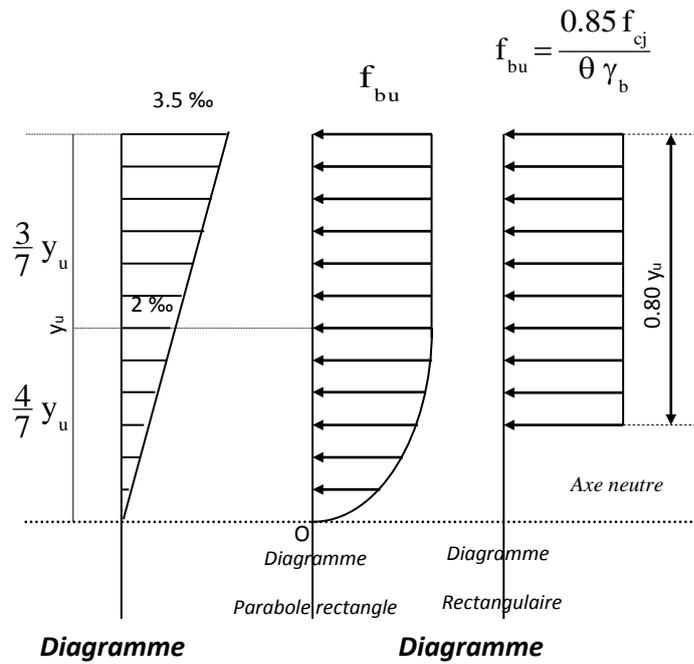
III. 2. 1.4. Coefficient de poisson

- ✓ $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

III. 2. 1.5. Diagrammes déformations –contraintes de béton

On distingue (figure) :

- ✓ Le diagramme « parabole rectangle » ;
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi ;



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Notations :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

1 pour une durée d'application des charges >24h

0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$

Des déformations

Des contraintes

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

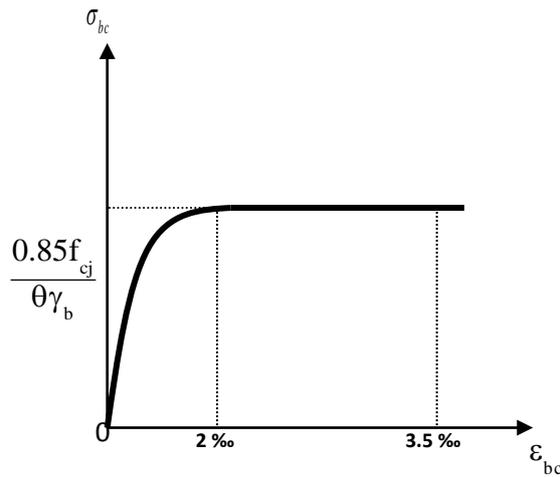
Figure I.0. Diagrammes déformations –contraintes de béton

III. 2. 1.6. Les contraintes limites :

A. Etat limite ultime : (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$



Notations:

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

III. 2. 1.7. Etat limite de service : (ELS)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

III. 2. 1.8. Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$



III. 2. 2. Acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- ✓ Les ronds lisses de nuance *FeE215* pour les armatures transversales.
- ✓ Les barres haute adhérence de nuance *FeE400* pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

III. 2. 2.1 Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$

III. 2. 2. 2 Contraintes limites :

a. Etat limite ultime :

1. E.L.U :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 [MPa] \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 347.83 [MPa] \end{cases}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Combinaisons courantes.}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ Combinaisons accidentelles.}$$

b. Etat limite de service

2 E.L.S :

Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 266.67 [MPa]$

- Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 [MPa]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour ronds lisses ;



$\eta=1.6$ pour acier HA ;

III. 2. 2 .3 Diagramme déformations contraintes :

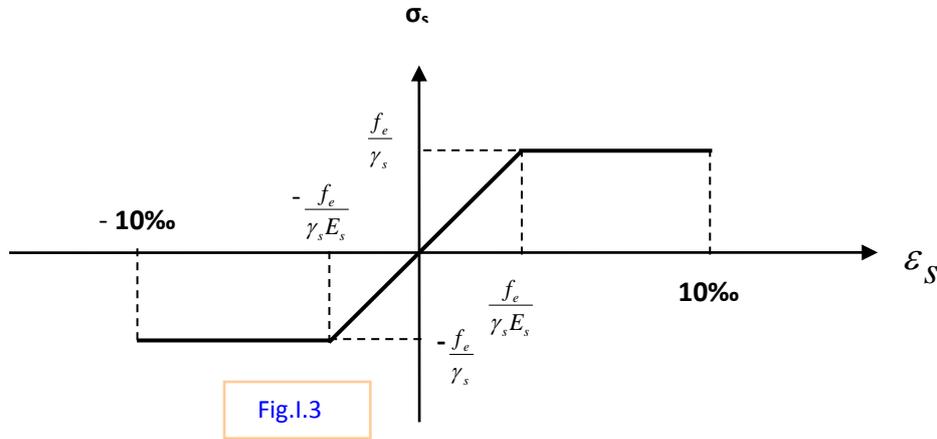


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

III. 2. 2 .4 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- la Résistance a la compression du béton a 28 jours : **$f_{c28} = 25$ MPA**
- La Résistance a la traction de béton ; **$f_t = 2,1$ Mpa**
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; **$E_{vj} = 10818,865$ Mpa**
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; **$E_{ij} = 32164,195$ Mpa**
- Limite élastique de l'acier ; **$f_e = 400$ Mpa**

a) E.L.U

- Les sections planes restent planes après déformation (**Hypothèse de BERNOULLI**).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5%** en flexion simple ou composée et à **2%** dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10%**.



b) E.L.S

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.



IV .1.Evaluation et Descentes des Charges :

Le Pré dimensionnement, est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les Dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 – version 2003 -", et le "CBA 93", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

IV .1.1.Pré dimensionnement des dalles ;

IV .1.1.1. Les planchers ;

Dans notre projet les planchers sont en ;

- ✓ **Corps creux et en dalle pleine**

IV .1.1.1.1. les dalles pleines ;

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis

Ce type d'éléments travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles, ou murs)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance,

$$L_x = 4 \text{ m} \quad L_y = 6, 20 \text{ m} \quad \alpha = L_x/L_y = 0, 65 > 0, 4$$

Le panneau porte dans deux directions

a) Résistance au feu ;

- ✓ **e = 7 cm** **pour une heure de coup de feu**
- ✓ **e = 11 cm** **pour deux heures de coup de feu**
- ✓ **e = 17,5 cm** **pour quatre heures de coup de feu**

On adopte ; e = 15 cm



b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur, **a = 15 cm**

c) Résistance la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis ; $Lx / 35 < e < Lx / 30$
- ✓ Dalle reposant sur trois aux quatre appuis ; $Lx / 50 < e < Lx / 40$

Lx ; est le petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre projet les dalles qui repose sur quatre appuis ont une portée égales a ;

d) Condition de flèche :

Selon (**C .B.A 93 B6.5.3**) nous devons vérifier les conditions suivantes ;

- ✓ $f \max < L \max / 500$; porté est au plus égale à **5 m** :
- ✓ $f \max < 0,5cm + L \max / 1000$; si la portée **L** est au plus supérieur a **5 m** :

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de **largeur b= 1 m**

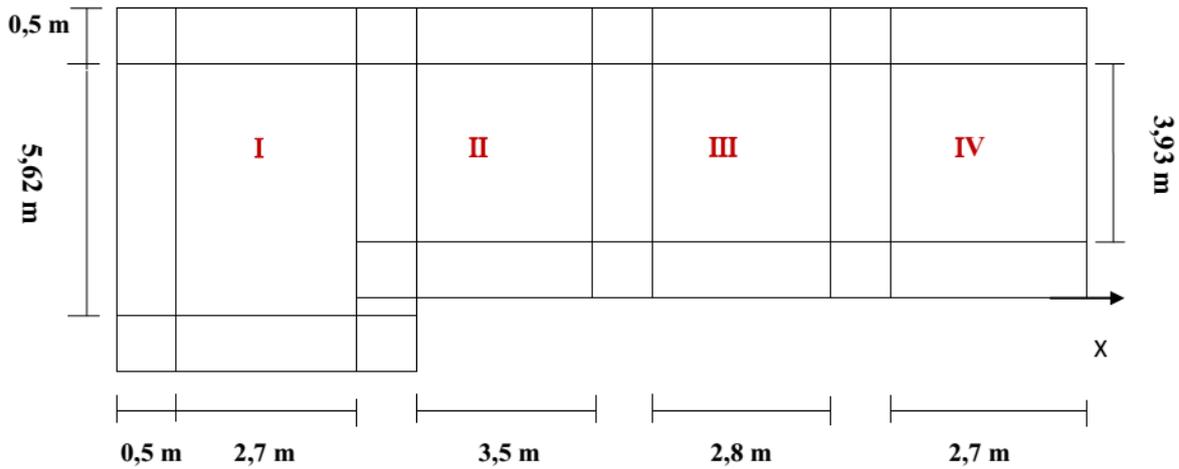
- **Poids propre ;** $G = 598 \text{ kg/ ml}$
- **Surcharge d'exploitations ;** $Q = 100 \text{ kg / ml}$

$$Q \text{ ser} = G + Q = 698 \text{ kg/ml}$$

$$f \max = \frac{5ql^4}{384EI} ; f \text{ adm} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow e > \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 2500 \cdot ql^3}{384bE}} \quad e = 11,86 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera épaisseur **e = 15** pour toutes les dalles Pleines



IV .1.1.1.2 Plancher à corps creux :

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: **C.B.A.93** [B.6.8.2.4]

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec : L : plus grande portée libre

M₀ : moment de la travée considérée libre

M_t : le moment en travée de la portée considérée



Figure Plancher à corps creux

Figure I.3 Plancher à corps creux



$L_x(\text{cm})$	$\frac{L_x}{22.5}(\text{cm})$	$h_t(\text{cm})$
400	$17 < L_x < 26$	$20 = (16+4)$

a) Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{27.5, 38\}$ Soit : $b = 65 \text{ cm}$, $d = 0.9h_t$

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

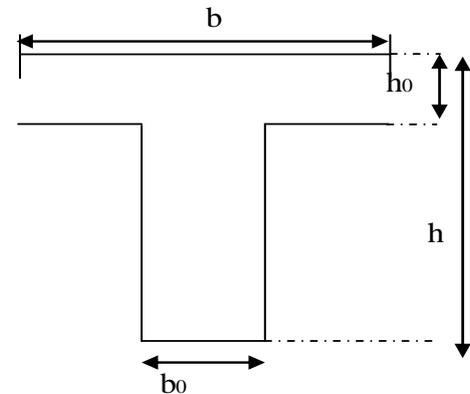


Figure I.4 Les nervures

IV .1.1.2 .Predimensionnement des escaliers :

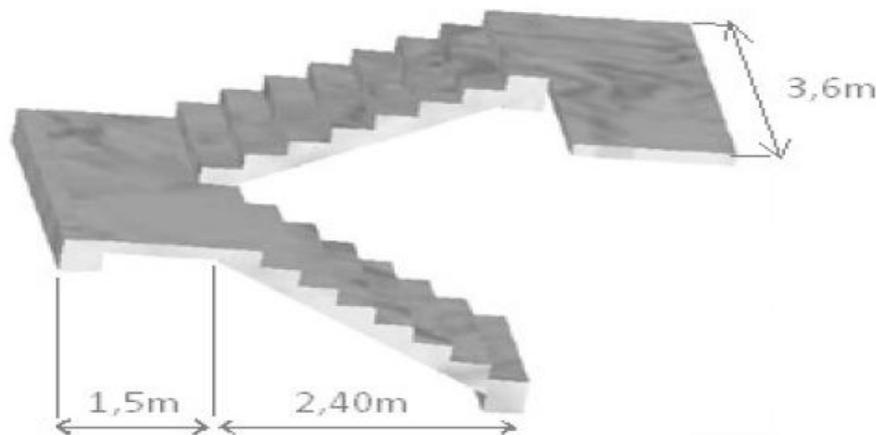


Figure I.5 des escaliers



a) Définition :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

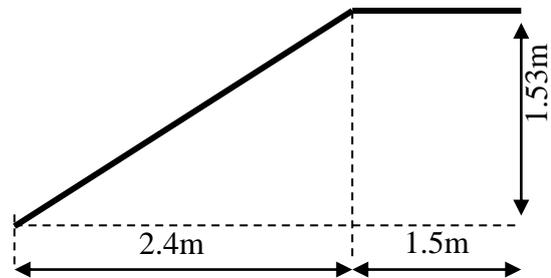
- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17 \text{ cm}$

1) Escalier d'étage courant :

- ✓ Hauteur d'étage : **H = 3.06m.**
- ✓ Hauteur de gravir = **1.53 m.**
- ✓ Choix de la hauteur de la marche :



D'après Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a ; **$59 < 2h + g < 66$** POUR **h = 17 cm**

- $N_c = H/h = 306 / 17 = 18$ ON aura 18 contre marches entre chaque deux étages :

On a deux volées, donc 9 contre marches par volée ;

- $N = N_c - 1 = 8$ marches

A. Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$



B. Détermination d'inclinaisons de paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{Ll} \Rightarrow Ll = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow Ll = 2.85\text{m}$$

C. Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{Ll}{30} \leq e \leq \frac{Ll}{20} ; \Rightarrow 9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm, en prend: } e = 14\text{cm.}$$

2) Escalier de réez de chaussée :

✓ **Hauteur ; H = 4,08 m**

Le nombre des contres marches est donnés par :

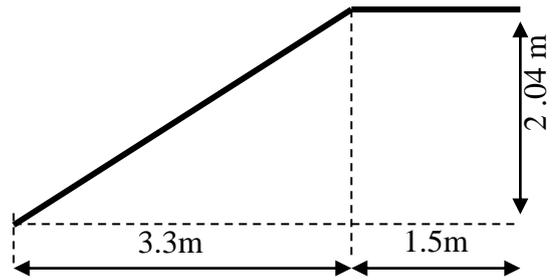
$$\checkmark N_c = H/h = 408 / 17 = 24$$

Donc on à 24 contres marches on prend 12 contres marches par volée (2 volées)

- $N = N_c - 1 = 11$ marches

$$\text{Tg } \alpha = 2,04 / 3,3 = 0,61 \text{ donc ; } \alpha = 31$$

Le largeur de paillasse est $L = 2,04 / \sin \alpha \Rightarrow L = 4\text{m}$



A. Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 13 < e < 20 \text{ on pond : } e = 15\text{cm pour tous les volées}$$

Les deux conditions vérifiées

IV .1.3-Prédimensionnement cloisons extérieur :

La maçonnerie utilisée est brique (en double cloisons) avec 30 % d'ouvertures ;

- Enduit extérieure ; 0.02 x 2000 = 40kq/m²
- Brique creuses : 0.25 x 1400 = 350 kq/m²
- Enduit intérieure ; 0,015 x 1200 = 18 kq/m²

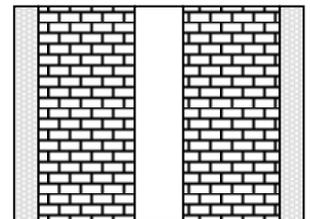


Figure I.6 cloisons extérieur



IV .1.4- Pré dimensionnement de l'acrotère :

- Section transversale de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S=0.069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre = **0.069x2500 =172.5kg/m**
- Revêtement en enduit de ciment = **0.02x2000 (0.6+0.2+0.08+0.1+0.5) =59.2kg/m**
- **G = 231.70kg/m**

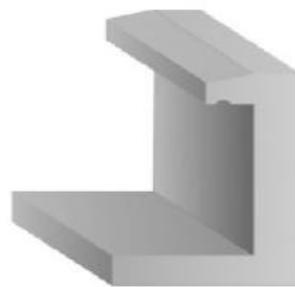
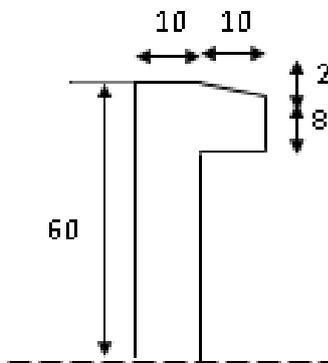


Figure 1 Acrotère

Figure I.7 de l'acrotère

IV .1.5- Pré dimensionnement Les poutres :

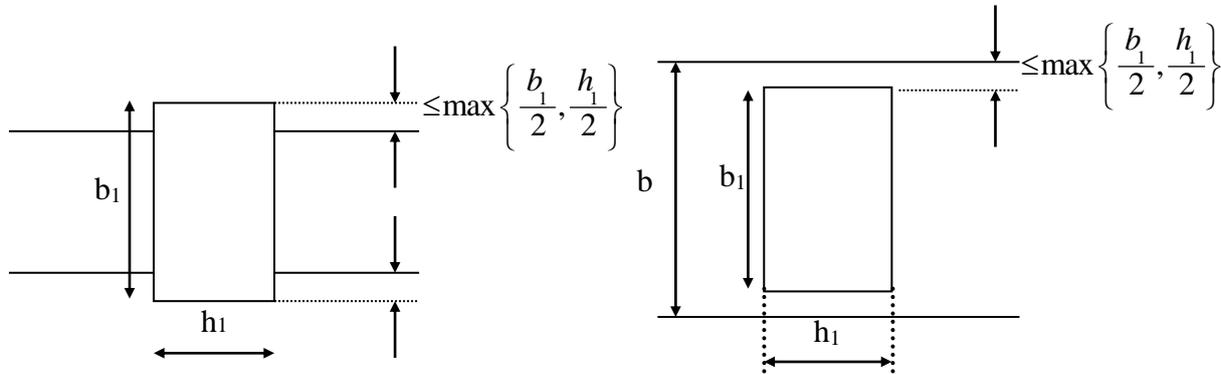
Selon « R.P.A 99 version 2003 » (page 51) les dimensions des poutres deviennent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$



Où b : est largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre.



- Et d'après les formules qui définissent les flèches doivent vérifier les conditions suivantes :
(Conception et calcul des structures de bâtiment)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \hat{a} \frac{L}{10} \quad \text{Pour les poutres sur appuis simples ;} \\ \frac{L}{18} \hat{a} \frac{L}{15} \quad \text{Pour les poutres continues (travées intermédiaires) ;} \\ \frac{L}{10} \hat{a} \frac{L}{15} \quad \text{Pour les poutres continues (travées de rives) ;} \end{array} \right.$$

Pour le pré dimensionnement des poutres de notre projet on utilise la condition suivante :

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

Calcul de la largeur b : (conception et calcul des structures de bâtiment) Tome 4 page 1551

$$0.3 h \leq b \leq 0.6h$$



Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Type de poutre	L (cm)	h (cm)	b (cm)	Vérification (Condition minimale)	Section (bxh)
Poutre longitudinale	400	35	30	Vérifié	30x35
Poutre transversale	450	40	35	Vérifié	35x40
Poutre palière	300	30	30	Vérifié	30x30
Poutre chaînage	620	55	30	Vérifié	55x30

IV .1.6- Pré dimensionnement Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99« version 2003 art 7.4 page 48»**,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone IIa) notre cas.
- $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Dans notre projet le nombre d'étages est grand (R+9) alors on prend une section carré de côté : **a=50x50cm²**pour le RDC et 1^{er} étage, et **40x40 cm²**pour le reste des étages.

a) **Vérification (conditions minimales) :**

- $\text{Min} (50,50) = 50\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$: vérifié
- $\text{Min} (50,50) = 50\text{cm} > h_e/20 = 20.4\text{cm}$; vérifié.
- $\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} > h_e/20 = 15.3\text{cm}$; vérifié



IV .1.7- Pré dimensionnement Les voiles :

- ✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq h_e / 20, \text{ avec}$$

a: épaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 version 2003 page 56).

	RDC	Étage courant
h _e (m)	408	306
a (cm)	20.4	15.3

Tableau IV.1 :L'épaisseur des voiles

On prend **a = 15cm**, pour le RDC (noyau central) et le reste des étages.

IV .2 .Evaluation des charges :

IV .2.1.Introduction :

Afin d'assurer la résistance de la stabilité de l'ouvrage une distribution des charges et des surcharges pour chaque éléments s'avèrent nécessaire, la descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque éléments de la structure on aura a considéré :

- Poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires

1. Acrotère :

- La surface $S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$
- Le Poids propre $G = 0.0675 \times 2500 = 170 \text{ kg/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/ml}$



2. Les Poteaux:

- **Poteau 01:** (50x50) cm: $0.5 \times 0.5 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$
- **Poteau 02 :** (40x40) cm: $0.4 \times 0.4 \times 2500 = 400 \text{Kg/m}^2$

3. Les Poutres:

- A. Poutre Principales 1 : (30x40) cm: $0.3 \times 0.40 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
- B. Poutre Principales 2: (30x55) cm: $0.3 \times 0.55 \times 2500 = 412.5 \text{ Kg/m}^2$
- C. Poutre Secondaire: (30x35) cm: $0.3 \times 0.35 \times 2500 = 262.5 \text{ Kg/m}^2$

4. Plancher terrasse corps creux :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Gravier de protection	0.05	1700	85
Etanchéité multicouche	0.05	600	30
Liège	0.04	400	16
Bitume	0.02	900	18
Forme de pente	0.08	2200	176
Plancher corps creux	0.20	/	280
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	625 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

Tableau IV.2 ; Charge permanente au niveau courant due aux plancher a corps creux

5. Plancher étage courant corps creux :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54



Plancher corps creux	0.20	/	280
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
Cloison	0.10	1000	100
G	534 kg/m²		
Q	150 kg/m²		

Tableau IV.3 ; Charge permanente a la terrasse due aux plancher a corps creux

6. Balcon DP1 (ép.=12):

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m³)	G (kg/m²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
Dalle pleine	0.12	2500	300
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	454 kg/m²		
Q	350 kg/m²		

Tableau. IV.4 ; Charge permanente du Balcon(ép.=12):

7. Balcon DP2 (ép.=14):

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m³)	G (kg/m²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
Dalle pleine	0.14	2500	350
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	504 kg/m²		
Q	350 kg/m²		

Tableau. IV.5 ; Charge permanente du Balcon (ép.=14):

**8. Mur extérieurs (double parois) :**

La maçonnerie utilisée est en brique creuses (double cloison) de type (15+10) cm avec 5cm de vide entre les briques.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit de ciment	0.02	1200	24
Brique creuse	0.25	1300	325
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	381kg/m ²		

Tableau IV.6 ; Charge permanente due aux murs (double parois)

8. Murs intérieurs (simple paroi)

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit de ciment	0.02	1800	36
Brique creuse	0.10	1300	130
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	186kg/m ²		

Tableau IV.6 ; Charge permanente due aux murs (simple paroi)

9. Dalle pleine (RDC) :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
Dalle pleine	0.12	2500	300
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
cloison	0.1	1000	100
G	554 kg/m ²		
Q	450 kg/m ²		



Tableau IV.7 ; Charge permanente due aux murs Dalle pleine (RDC)

10. Volée (paillasse) ;

A. RDC/Etage courant :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
paillasse	0.14	2500	0.14 x 2500 /cos 31,21 = 409.225
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
marche	0.17/2	2200	187
G	750.225 kg/m ²		
Q	250 Kg /m ²		

B. Palier

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
Dalle en BA	0.14	2500	350
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	504 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

Tableau IV.8 ; Charge permanente due aux murs (Escalier)



11. Voile (e= 15cm):

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Voile en béton	0.15	2500	375
Enduit de ciment	0.02	1800	36
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
G	431 kg/m ²		

Tableau IV.9 ; charge permanente due aux murs Voile (e= 15cm)



IV .2-Descente de charge pour un Poteau intermédiaire

Descente de charges :

La descente de charge consiste a calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges Verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations

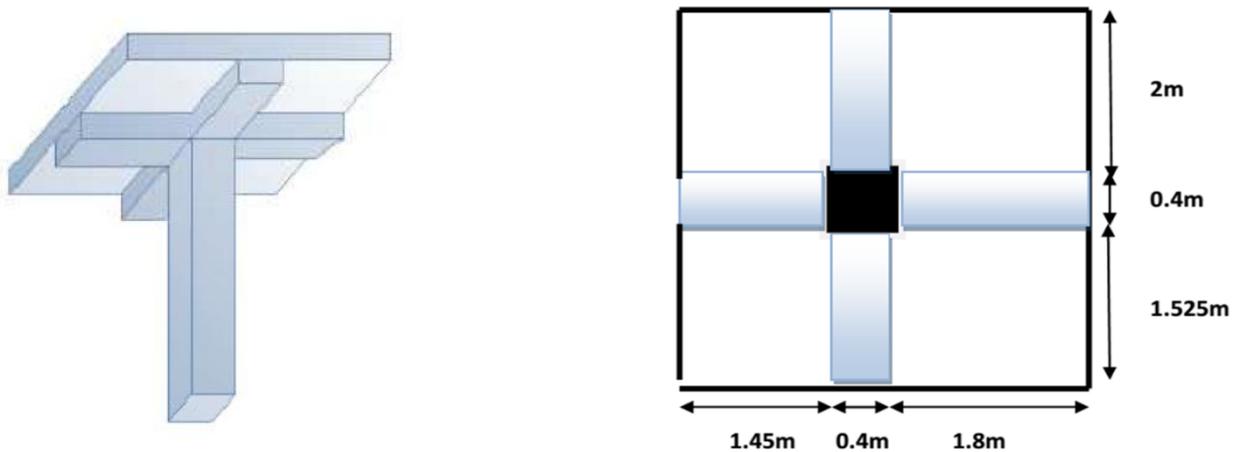


Figure 1 Surface du plancher revenant au poteau (40 x 40)

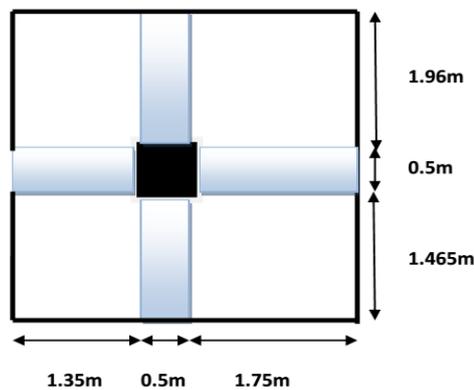
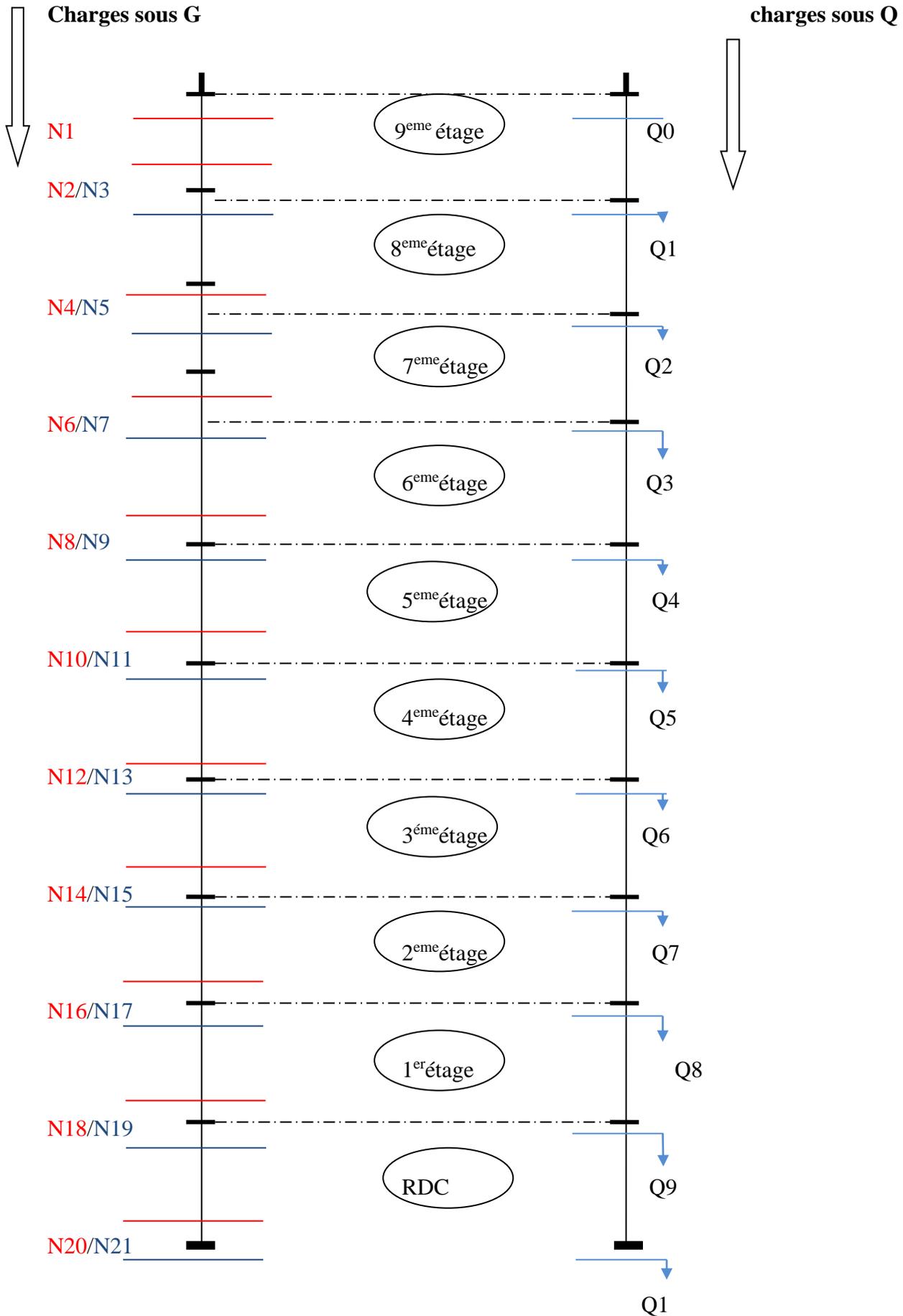


Figure 2 Surface du plancher revenant au poteau (50 x 50)





Niveau	G(KN)	$\sum G$	Q(KN)	$\sum q$
N1	-Plancher terrasse = 71.58 - Poutre longitudinale =8.525 - Poutre transversale =10.57	90.67	$0.1*3.65*$ $3.925=14.32$	Q ₀ =14.32
N2	Poteau (40*40)=3.06*0.4=12.24 Mur trans = (2+1.525)*(3.06-0.4)*3.81=30.9 Mur long = (1.45+1.8)*(3.06-0.4)*3.81=32.93	166.75		14.32
N3	- Plancher CC=61.17 - Poutre transversale = 10.57 - Poutre longitudinale=8.525	247	$0.15*3.65*$ $3.925=21.48$	Q ₁ =35.8
N4	- Poteau =12.24 - Murs tan+Murs lon =63.83	323.07		35.8
N5	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale= 10.57 - Poutre longitudinale =8.525	403.32	$0.9*21.48=$ 19.33	Q ₂ =55.13
	- Poteau =12.24			



N6	- Murs tan+Murs lon =63.83	479.39		55.13
N7	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale =10.57 - Poutre longitudinale =8.525	559.64	0.8*2.148= 17.18	Q ₃ =72.31
N8	- Poteau =12.24 - Murs tan+Murs lon =63.83	635.71		72.31
N9	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale =10.57 - Poutre longitudinale =8.525	710.79	0.7*2.148= 15.03	Q ₄ =87.34
N10	- Poteau =12.24 - Murs tan+Murs lon =63.83	796.02		87.34
N11	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale=10.57 - Poutre longitudinale=8.525	871.1	12.70	Q ₅ =100.04
N12	- Poteau =11.56 - Murs tan+Murs lon =63.83	956.33		100.04
N13	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale=10.57 - Poutre longitudinale=8.525	1031.41	0.5*1.27= 6.35	Q ₆ =106.39
N14	- Poteau =11.56 - Murs tan+Murs lon =63.83	1116.64		106.39
N15	- Plancher cc=61.17 - Poutre transversale= 10.57 - Poutre longitudinale=8.525	1191.72	6.35	Q ₇ =112.74
N16	- Poteau =11.56 - Murs tan+Murs lon =63.83	1276.95		112.74



N17	- N16=829.735 - Plancher cc=61.17 - Poutre transversale =10.57 - Poutre longitudinale=8.525	1352.03	6.35	Q ₈ =119.09
N18	Poteau (50*50): 3.06*0.625 =19.12 Mur trans= (1.96+1.465)*(3.06-0.4)*3.81= 34.70 Mur long= (1.35+1.75)*(3.06-0.4)*3.81= 31.41	1437.26		119.09
N19	- Plancher cc =61.17 - Poutre transversale =10.57 - Poutre longitudinale=8.525	1512.34	6.35	Q ₉ =125.44
N20	- Poteau =19.12 - Murs tan+Murs lon =66.11	1629.3		125.44
N21	Plancher RDC (DP):(e=12cm):(3.1*3.425)*5.54=58.82 Longrine trans:(1.35+1.75)*3=9.3 Longrine long:(1.96+1.465)*3=10.27 Amorce Poteau=2*6.25=12.5	1720.19	5*3.6*3.92= 70.56	Q ₁₀ =196
Total		1720.19		196

/Combinaisons des Charges:*ELU :**

$$NU = 1.35 NG + 1.5 NQ = 1.35 * 1720.19 + 1.5 * 196 = 2616.25$$

$$NU = 2616.25 \text{ tf}$$

ELS:

$$Nser = NG + NQ = 1720.19 + 196 = 1916.19$$

$$Nser = 1916.19 \text{ tf}$$



V. CALCULE DES ELEMENT SECONDAIRES

V.1.1. Etudes de l'acrotère :

1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal dû à son poids propre (G).
- * Un moment dû à la surcharge (Q)

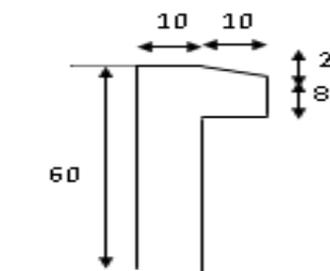
il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

2. Principe de calcul :

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, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

3. Evaluation des charges :



« Schéma de l'acrotère »

a) charge Permanente :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2}$$

$$S = 0,069 \text{ cm}^2$$

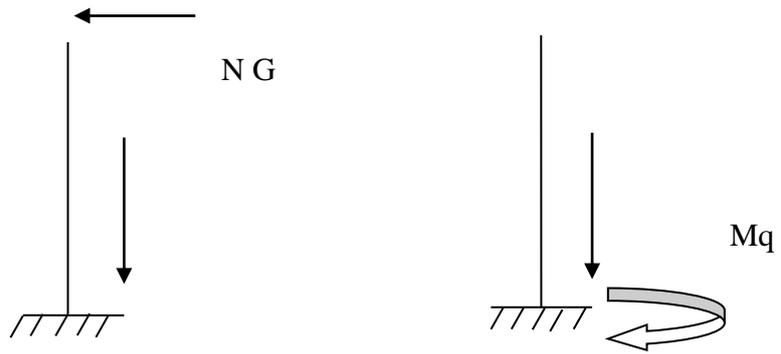
- Poids propre = $0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$
- $G = 172 \text{ kg/ml}$

b) Surcharge d'exploitation :

Schéma statique



- **Q= 100 kg/ml Q**



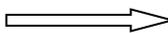
4. Sollicitations:

Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur

1) **Efforts normale :**

- $N_u = 1,35 NG = 1,35 (1,72) = 2,32 \text{ KN/ml}$
- $N_{ser} = NG = 1,72 \text{ KN/ml}$

2) **Moment de flexion :**

- $MQ = Nq \times h$  avec **h = la hauteur (0,6 m)**
- $MQ = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN / ml}$
- $Mu = 1,5 \times Mq = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = Mq = 0,6 \text{ KN/ ml}$

3) **Efforts tranchant :**

- $V = NQ = 1 \text{ KN / ml}$
- $Vu = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN/ml}$
- $V_{ser} = Vu = 1,5 \text{ KN/ml}$

5. Ferrailage:

La fissure est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.) donc le calcule effectue a **LES**

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte le même section d'armatures pour la zone comprimé



➤ **Ferraillage a, L' L E S :**

- $M_{ser} = 0,6 \text{ KN/ml}$
- $N_{ser} = 1,72 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,72 = 0,34 \text{ m} = 34,88 \text{ cm}$$

$e_o > h/2$ la section est partiellement comprimé (S.P.C)

6. Evaluation des moments au niveau des armatures tendus :

$$M_{ser a} = M_{ser G} + N_{ser} * (d-h/2) \implies M_{ser a} = 0,6 + 1,72 * (0,08 - 0,1/2)$$

$$M_{ser a} = 0,6516 \text{ KN/ml}$$

- La contrainte du béton est donné L E S :
- $\delta_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- La contrainte d'acier ;
- La fissuration préjudiciable : $\delta_{st} = \min (2/3 f_e, \sqrt{110} (\eta f_{tj}))$
- $\eta = 1,6$
- $\delta_{st} = 201,6 \text{ MPA}$

➤ **calcul du moment limite de service M :**

$$x = 15 \delta_{bc} \cdot d / (15 \delta_{bc} + \delta_{st}) \quad x = 0,047$$

$$z = d - x/2 \quad z = 0,074$$

$$M = 0,5 * b * z * \delta_{bc} \quad M = 0,26 \text{ KN on a } M_{ser} > M$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z * \delta_s = 0,9 / 0,047 * 0,2016$$

7. Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{On a } A_{min} > 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où $A_s < 1,24 \text{ cm}^2$ donc $A_s > \max (A_{ser}, A_{min}) = A_s = 1,24 \text{ cm}^2$ qui nous donne **4HA8 = 2,01 cm²/ml**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{u'} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$



$$\tau_u = V_u / b d = 1.5 / 1 \times 0.008 = 0.1875 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifier

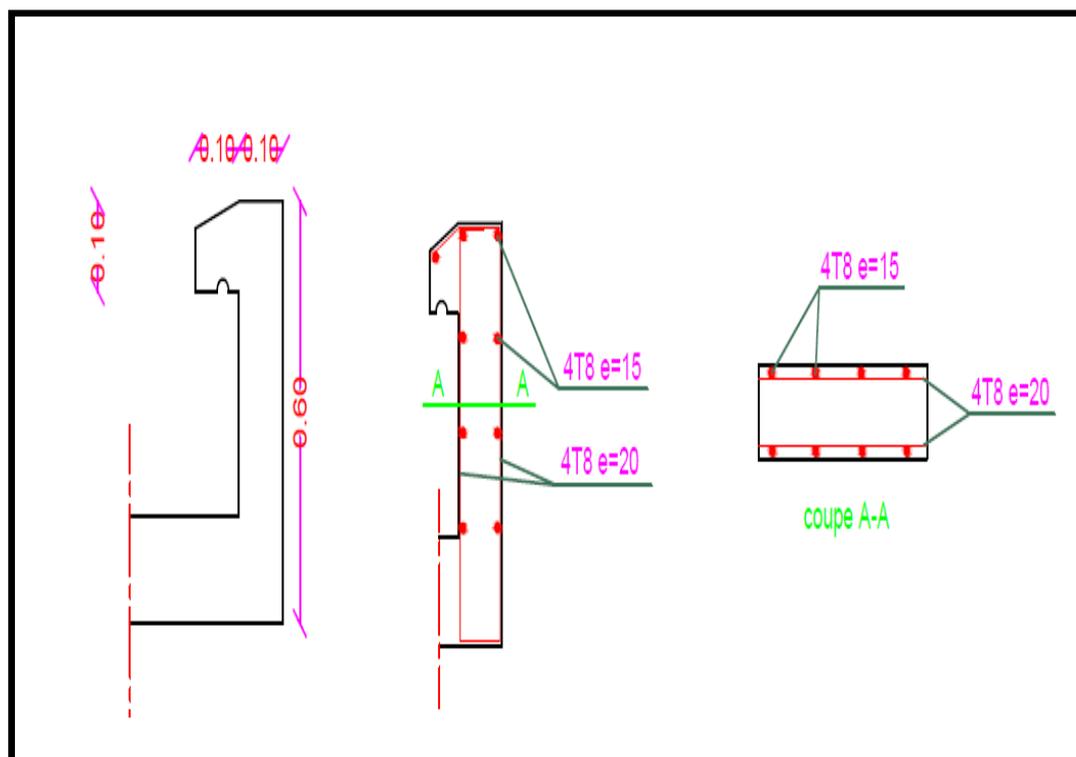
8. Vérification au séisme:

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

- $F_P = 4 A C_P W_P$
- $A = 0,15$ A: coefficient d'accélération de zone (zone
- $C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).
- $W_P = 172 \text{ kg/ml}$ W_P : poids de l'acrotère.

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 172 \Rightarrow F_P = 82.56 \text{ kg/ml} < 0.1 \text{ T/ml}$

9. Figure I.8 Schéma de ferrailage de l'acrotère





V .1.2..ETUDES DES ESCALIERS :

1. Introduction:

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

1 er type d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

V .1.2.1.ESCALIER (RDC) :

Détermination d'efforts :

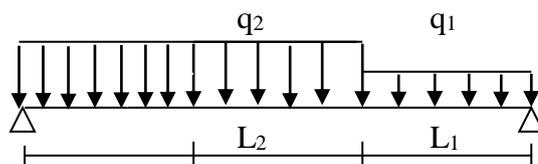
Pour notre emmarchement on aura :

- Palier : $\longrightarrow G = 504$ kg/ml
- Paillasse : $\longrightarrow G = 750.225$ kg/ml
- Sur charge : $\longrightarrow Q = 250$ kg/m²

• **Combinaisons de charges :**

	<u>G</u> T/m ²	<u>Q</u> T/m ²	<u>ELU</u> T/m ²	<u>ELS</u> T/m ²
• <u>Palier</u>	• 0 ,504	• 0.250	• 1,0554	• 0,754
• <u>Paillasse</u>	• 0 ,750	• 0 .250	• 1,3875	• 1

Tableau V.1 : Combinaisons de charges (RDC)





$$G_{eq} = (G_1 \cdot L_1 + G_2 \cdot L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$G_{eq} = (0.504 \cdot 1,5) + (0.75 \cdot 3.3) / (1,5 + 3.3) = 0.673 \text{ t/m}^2$$

-ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \qquad q_u = 1.35(0.673) + 1.5 (0.25) = \mathbf{1.28 \text{ t/m}}$$

-ELS :

$$q_s = G + Q \qquad q_s = 0.673 + 0.25 = \mathbf{0.923 \text{ t/m}}$$

➤ Moment :

-/A l'ELU :

$$\bullet \quad M_u = 3,63 \text{ Tm} \qquad V_u = 3,07 \text{ T}$$

-/A l'ELS:

$$\bullet \quad M_s = 2,65 \text{ Tm} \qquad V_s = 2,21 \text{ T}$$

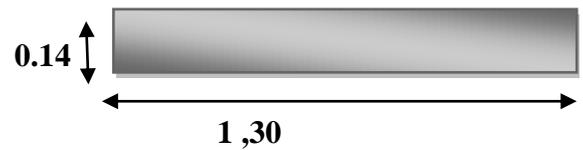
2. Ferrailage :

➤ Longitudinal :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **1,3 m** cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement **BAEL91**, préconise une réduction du moment isostatique d'où :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \qquad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \qquad d = 0,126 \text{ m}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \qquad \mu = 0,124 < 0,186 \quad : \text{ pas des armatures comprimées}$$

Domaine 1

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,164$
- $Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,117 \text{ m}$
- $A_s = M_u / Z \sigma_s = 8,90 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$



1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

On adopte 8HA12 = 9,05 cm

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 14; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$-S_t = 130/6 = 22 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \text{CV}$$

1. 1-Armature de répartition :

$$-A_{\text{rép}} = A_{\text{ado}}/4 = 9,05/4 = 2,26 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : 3 HA 10 = 2,36 cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = \min(0.2 \cdot 25 / 1.5; 5) \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \implies \tau_u = V_{\text{Max}} / bd = 0,307 / (1,3 \times 0,126) = 0,18 \text{ Mpa}$$

0,18 Mpa < 3,3 Mpa Condition vérifiée

1. 2 - Armature transversale

D'après Le C. B.A 93 (article A. 5.2) il n'y pas lieu de prévoir des armatures transversale

✓ $\tau_u = V_{\text{Max}} / bd < 0,7 f_{c28}$ donc ; $0,21 < 1,16 \text{ Mpa}$

· Il n'est pas de reprise de bétonnage

Donc il n'est pas de concevoir des armatures transversales

➤ **Vérification de contrainte :**

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

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta A_s (y - c) - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, A_s = 9,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \eta = 14 \text{ cm}, b = 130 \text{ cm}$$

$$Y = 4 \text{ cm}$$

➤ **Moment de inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 10821,94 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 2,64 \text{ t.m/ml}$$

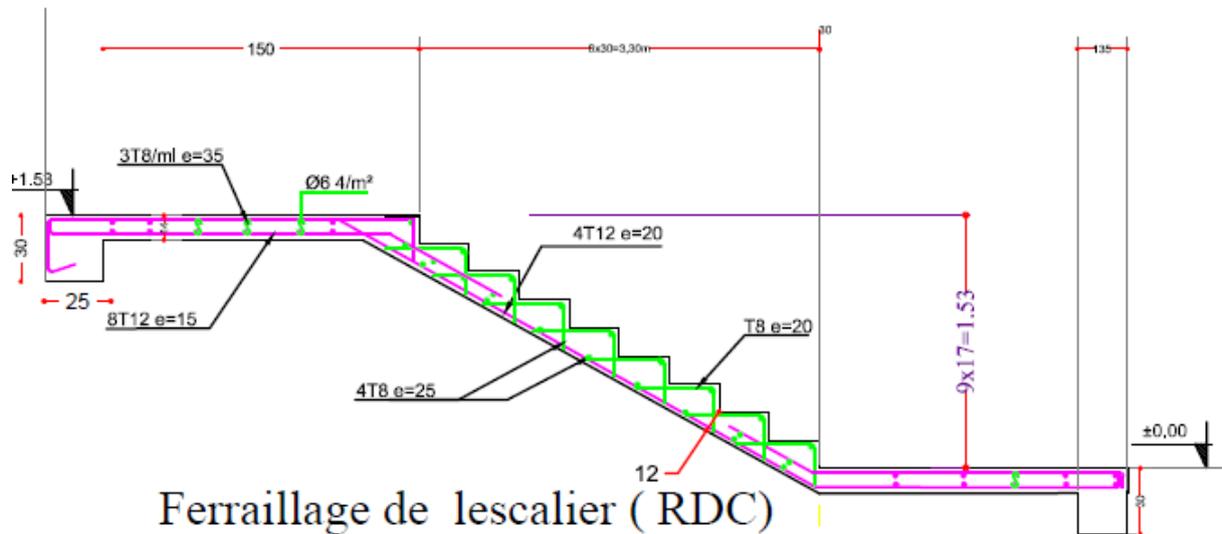
$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 9,79 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$: condition vérifier

Figure I.9 Ferrailage de l'escalier (RDC)



V .1.2.2 ; ESCALIER ETAGE COURANT :

• **Détermination d'efforts :**

Pour notre emmarchement on aura :

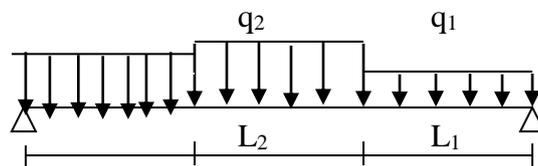
- Palier : $\longrightarrow G = 504 \text{ kg/ml}$
- Paillasse : $\longrightarrow G = 750.225 \text{ kg/ml}$
- Sur charge : $\longrightarrow Q = 250 \text{ kg/ml}$



• **Combinaisons de charges :**

	<u>GT/m²</u>	<u>Q T/m²</u>	<u>ELU T/m²</u>	<u>ELS T/m²</u>
• <u>Palier</u>	• 0,504	• 0.250	• 1,0554	• 0,754
• <u>Paillasse</u>	• 0,750	• 0.250	• 1,3875	• 1

Tableau V.2 : Combinaisons de charges (ETAGE)



Dans ce cas la longueur de palliase est : L= 2,4 m

$$G_{eq} = (G1 * L1 + G2 * L2) / (L1 + L2)$$

$$G_{eq} = (0.504 * 1,5) + (0.75 * 2,4) / (1,5 + 2,4) = 0.65 \text{ t/ml}$$

-ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \mathbf{q_u = 1.35 (0.65) + 1.5 (0.25) = 1.25 \text{ t/ml}}$$

-ELS :

$$q_s = G + Q \quad \mathbf{q.s = 0.65 + 0.25 = 0.90 \text{ t/m}}$$

➤ **Moment :**

-/A l'ELU :

$$\bullet \quad \mathbf{M_u = 2,37 \text{ T.m}} \quad \mathbf{V_u = 2.47 \text{ T.m}}$$

-/A l'ELS:

$$\bullet \quad \mathbf{M_s = 1,72 \text{ Tm}} \quad \mathbf{V_s = 1.75 \text{ T.m}}$$



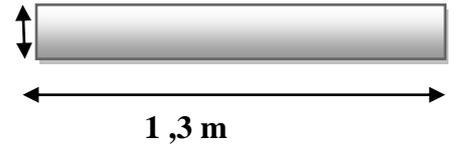
3. Ferrailage :

➤ **Longitudinal :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **1,3 m** cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement **BAEL91**, préconise une réduction du moment isostatique d'où :

• $f_{bu} = \frac{0,85fc_{28}}{\gamma_b}$ $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$

0,14



• $d = 0,9 h$ $d = 0,126 \text{ m}$

• $\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$ $\mu = 0,08 < 0,186$: **pas des armatures comprimée**

Domaine 1

- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,115$

- $Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,121 \text{ m}$

- $A_s = M_u / Z \sigma_s = 5,100 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \text{Amin } 1,97 \text{ cm}^2$

On adopte $A = 6,79 \text{ cm}^2$

2. 1-Armature de répartition :

- **A rép** = $A_{ado} / 4 = 6,79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2$; **on adopte** : **4 HA 8 = 2,01 cm²**

➤ **Vérification au cisaillement :**

- **Fissuration non préjudiciable**

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = \min(0,2 \cdot 25 / 1,5 ; 5) \text{ Mpa} = 3,33 \text{ Mpa}$

$\tau_u < \tau_u'$ $\tau_u = V_{Max} / bd = 0,247 / (1,3 \times 0,126) = 1,5 \text{ Mpa}$

1,5 Mpa < 3,3 Mpa

Condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte ;**

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

$\frac{1}{2} b y^2 + \eta A_s (y - c) - \eta A_s (d - y) = 0$



$A_s' = 0, A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 14 \text{ cm}, b = 130 \text{ cm}$

Donc ; $Y = 3,5 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I$$

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 8705,39 \text{ cm}^2$$

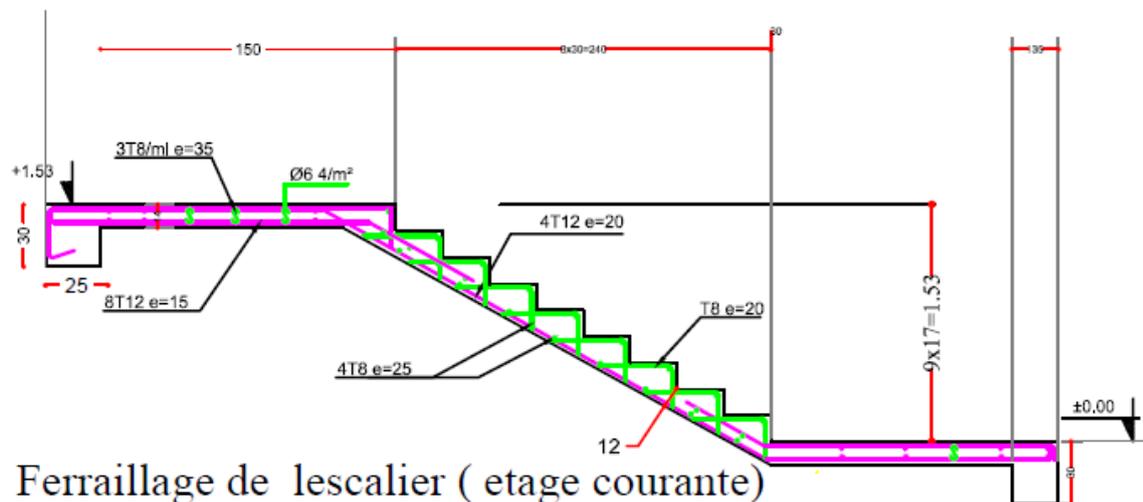
$$M_{ser} = 1,61 \text{ t / ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 6,47 \text{ t / ml}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$: condition vérifier

Figure I.9 Ferrailage de l'escalier (étage courante)



V.1.2.3.FERRAILAGE DE LA POUTRE DE PALIERE :

1. Introduction:

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



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

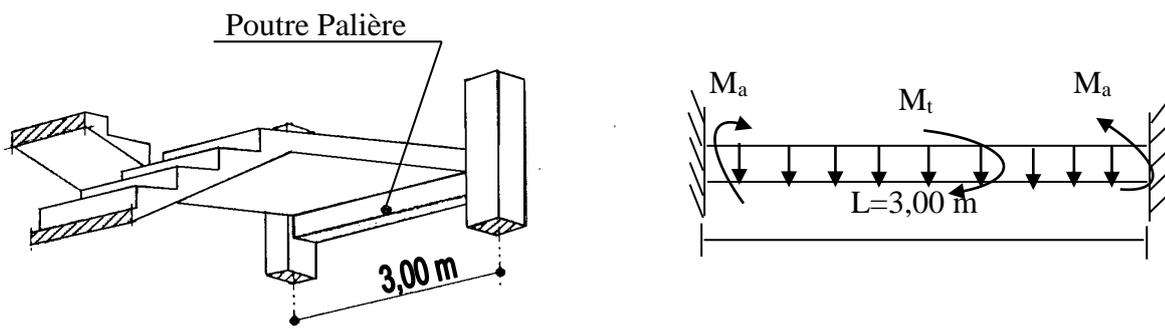


Figure I.9 de la poutre de palière

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

2. Dimensionnement :

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

Selon le CBA 93

- **La hauteur 'h' de la poutre palière doit être**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \end{array} \right.$$

18.66 ≤ h ≤ 28cm , on prend : h = 30cm

- **La largeur b de la poutre palière doit être :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 9 \leq b \leq 21 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } b = 25$$

Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 30 \dots\dots\dots CV \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 25 \dots\dots\dots CV \\ h/b = 30/25 = 1.20 < 4 \quad \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on choisie un section de la poutre palière (b × h = 30×25) cm²

3. SOLLICITATION ;

- Le poids propre de la poutre : 0,25 x 0,30 x 2,5 x 1 = **0,187 t /ml**
- Poids de mure : **= 0,313 t /ml**



• $V_{max} = 2,37 \text{ t/ml}$

$G_{totale} = 0,187 + 0,313 + 2,37 = 2,87 \text{ t/ml}$

$Q_u = 0,250 \text{ t/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

$P_u = 1,35 (0,187 + 0,313) + 2,37 = 3,74 \text{ t/ml}$

$P_s = 2,87 \text{ t/ml}$

✚ **Les moments :** pour $L = 3 \text{ m}$

✓ $M_{isostatique} : M_u = P_u l^2 / 8 = 3,74 \times 9 / 8 = 4,20 \text{ t.m}$

$M_s = P_s l^2 / 8 = 3,22$

✓ Le moment en travée : $M_{ut} = 0,85 \times 4,20 = 3,57 \text{ t.m}$

✓ Le moment en travée : $M_{st} = 0,85 \times 3,22 = 2,73 \text{ t.m}$

✓ Le moment sur appui : $M_{uap} = 0,3 \times 4,20 = 1,26 \text{ t.m}$

✓ Le moment sur appui : $M_{sap} = 0,3 \times 3,22 = 0,96 \text{ t.m}$

4. Ferrailage de la poutre palière : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc le ferrailage est à L E U :

➤ **En travée :**

$M_t = 3,57 \text{ t.m}$

✓ **Calcul des armatures :**

$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b$; $\gamma_b = 1,5$

$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

On utilise les formules suivantes :

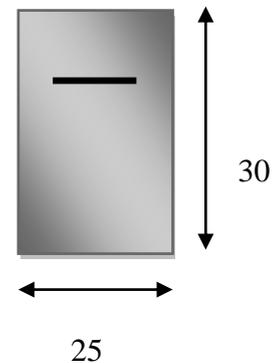
$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$ donc ; $\mu = 0,03 < \mu_R = 0,186$ donc pas des armatures comprimées

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$

$Z = d(1 - 0,4\alpha)$ avec : $d = 0,9 h = 0,9 \times 30 = 0,27 \text{ m}$

$Z = 0,26 \text{ m}$

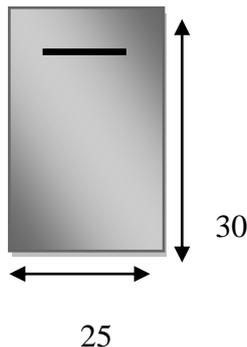
$A_s = M_u / Z \sigma_s$ donc ; $A_s = 3,75 \text{ cm}^2$ on adopte : **4 HA 12** $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$





En appui :

M app = 1, 26 t m



✓ **Calcul des armatures :**

$f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b$; $\gamma_b = 1.5$

$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

On utilise les formules suivantes :

$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$ donc ; $\mu = 0.012 < \mu_R = 0.186$ donc pas des armatures comprimé

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.5$

$Z = d (1 - 0.4\alpha)$ avec : $d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 0.27 \text{ m}$

$Z = 0.21 \text{ m}$

$A_s = M_u / Z \sigma_s$ donc ; $A_s = 1.56 \text{ cm}^2$ on adopt: **2 HA 12** $A_s = 2, 26 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures transversales doivent vérifiée :**

- $\phi t < \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi l) \implies \phi t < \min (30 / 35 ; 25 / 10 ; 1,4)$ donc ; $\phi t = 0.85 \text{ cm}$

- On prend $\phi t = 6 \text{ mm}$ donc : **4 HA 6** $A_t = 1, 31 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

➤ **Calcule dès l'espaceement d'armatures transversales :**

A partir de la condition de **C.B .A 93 (art A.5.1.2.2)** les armatures transversales

Doivent respectées les conditions suivantes ;

- $St < \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \implies St < \min (24,3 ; 40 \text{ cm})$

- $St < A_t f_e / (0,4 b) \implies St < 62, 8 \text{ cm}$

A partir d 'article **7.5.2.2. de R P A 99/ version de 2003** ; les armatures doivent respecter les conditions suivant :

✓ Zone courante ; $St < h/2 = 15 \text{ cm}$

✓ Zone nodal : $St < \min (h / 2 : 12\phi l) = 6,25 \text{ cm}$

On adopt, l'espaceement suivantes:

✓ Zone courante ; $St = 15 \text{ cm}$



✓ Zone nodal : $St = 6,25 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \mathbf{A_{\min} 0,38 \text{ cm}^2}$$

A min < As condition vérifiée :

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = V_u \max / b d = 1,5 / 1 \times 0,27 = 0,64 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

➤ **Vérification a L' - L E S :**

la fissuration étant peu nuisible ; il n'y a pas lieu de vérifier l'état de L'ouverture des fissures, la vérification se limite à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que ;

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$$

- Le moment en travée : **$M_s t = 2,73 \text{ t m}$**
- Le moment sur appui : **$M_s ap = 0,96 \text{ t m}$**
- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta A_s (y - c) - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \quad \eta = 14 \text{ cm}, \quad b = 130 \text{ cm}$$

$$\text{donc ; } Y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \text{cm}^2$$

$$M_{ser} = t / \text{ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = t / \text{ml}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \quad : \text{ condition vérifiée}$$



➤ **Condition de flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche :

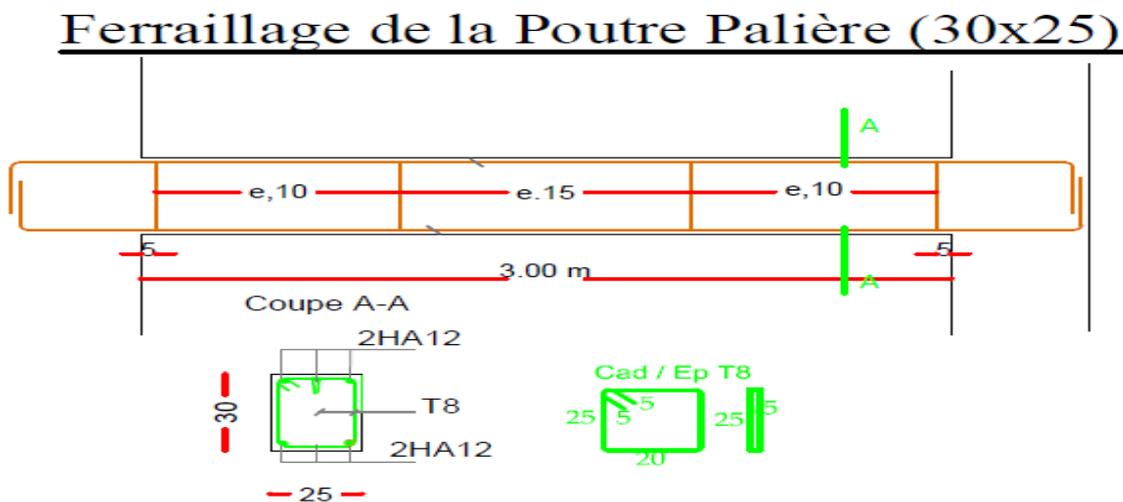
$$f = pl^4 / 384 EI \quad \text{avec } I = bh^3 / 12 = 0,3^3 \times 25 / 12 = 0,00056 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que : $f < f_{adm} = L/500$

$$f = 0,00056 < f_{adm} = 300 / 500 = 0,6$$

Donc vérifié

FIGURE I.10 schéma de ferrailage de poutre palier



V .1.3.ETUDES DE BALCON :

1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre **8 et 15cm**. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \quad \text{avec on a : } L = 150$$

$$150/15 < e < 150/20 + 7 \quad \text{donc } 10 < e < 14,5$$

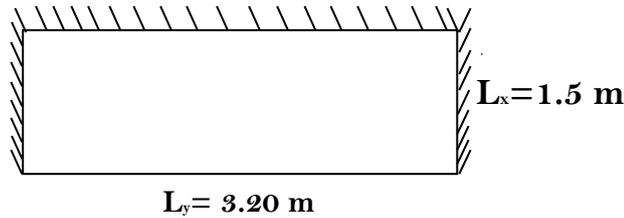
On prend : $e = 12 \text{ cm}$

V .1.3.1.ETUDE DES BALCONS:

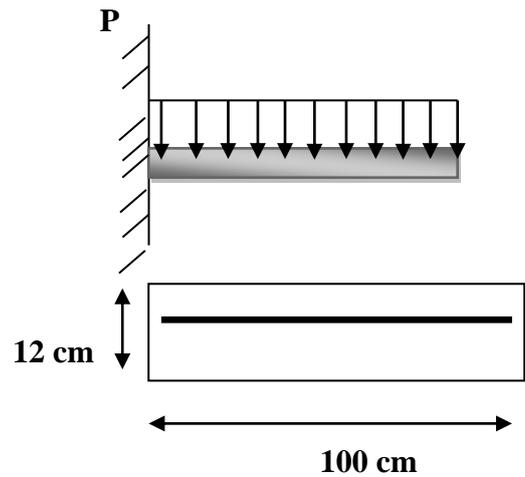
1^{ER} TYPE : Balcon encastres Sur Trois Cotes :



Le balcon est modélisé comme une dalle uniformément chargées encastree sur trois cotes pour le calcul, on a fait un calcul à l'aide de **tables de BARES**.



- $G = 454 \text{ kq/ m}^2$
- $Q = 350 \text{ kq / m}^2$



➤ **Combinaison des charges ;**

$$Pu = 1,35 G + 1,5 Q \implies Pu = 1,35 (0,454) + 1,5 (0,35)$$

$$Pu = 11,379 \text{ KN/ ml}$$

$$Mu = ql^2 / 2 \text{ donc : } Mu = 11,40 \times 1,5 / 2 = 8,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Pu \text{ ser} = G + Q \text{ donc } Pu \text{ ser} = 8,04 \text{ KN /ml}$$

$$Ms = ql^2 / 2 \text{ donc : } Ms = 8,04 \times 1,5 / 2 = 6,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Lx = la petite porté ly = la grande porté

$$\rho = lx / ly = 1,5 / 3,2 = 0,46 \text{ on prend } \rho = 0,5$$

D'après le tableau de Barres on à :

A/l'E.L.U :

➤ **Le moment dans le sens xx' :**

$$Mtx = 0,0768 * Qu * (lx)^2$$

$$Mtx = 0,0768 * 11,37 * (1,5)^2 \implies Mtx = 1,96 \text{ KN.m}$$



$$\text{Max} = 0.2044 * \text{Qu} * (lx)^2$$

$$\text{Max} = 0.2044 * 11,37 * (1.5)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Max} = 5,22 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment dans le sens yy' :**

$$\text{Mty} = 0.0510 * \text{Qu} * (ly)^2$$

$$\text{Mty} = 0.0510 * 11,37 * (3.2)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Mty} = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{May} = 0.0742 * \text{Qu} * (ly)^2$$

$$\text{May} = 0.0742 * 11,37 * (3.2)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{May} = 8,63 \text{ KN.m}$$

B/1 'E.L.S :

➤ **Le moment dans le sens xx' :**

$$\text{Mtx} = 0.0832 * \text{Qser} * (lx)^2$$

$$\text{Mtx} = 0.0832 * 8,04 * (1.5)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Mtx} = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Max} = 0.2004 * \text{Qser} * (lx)^2$$

$$\text{Max} = 0.2044 * 8,04 * (1.5)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Max} = 3,62 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment dans le sens v' :**

$$\text{Mty} = 0.0575 * \text{Qser} * (Ly)^2$$

$$\text{Mty} = 0.0575 * 8,04 * (3.2)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Mty} = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{May} = 0.0709 * \text{Qser} * (Ly)^2$$

$$\text{May} = 0.0709 * 8,04 * (3.2)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{May} = 5,83 \text{ KN.m}$$

C/effort Tranchant:

A /'E.L.U :

$$\text{Tmax} = 0.1974 * \text{Qu} * lx * ly$$

$$\text{Tmax} = 0.1974 * 11,37 * 1.5 * 3.2 \quad \longrightarrow \quad \text{Tmax} = 10,77 \text{ KN.}$$

2-3/ FERRAILLAGE DU BALCON :

A/ Type 1 Dalle Appuyée sur 3 coté (e=12cm) On

adopte le même ferrailage dans les deux directions.



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

$$h = 12\text{cm}$$

$$d = 10\text{cm}$$

$$c = 2\text{cm}$$

$$M_{t.\max} = 0.593 \text{ t.m}$$

$$M_{a.\max} = 0.863 \text{ t.m}$$

A-1/ELU:

a/En travée :

$$M_{t.\max} = 0.593 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_c 28 = 0.593 * 10^5 / 100 * 10^2 * 142$$

$$\mu = 0.041$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,052$$

$$\beta = 0,9791$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 0.593 * 10^5 / 0.9791 * 10 * 3480 = 1.74 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T8 = 3.08 cm².

***/Espacement: $100 / (n-1) = 100 / 5 \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$**

b/ En appui :

$$M_{a.\max} = 0.863 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_c 28 = 0.863 * 10^5 / 100 * 10^2 * 142$$

$$\mu = 0.06$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,077$$

$$\beta = 0,9690$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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



$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 0.863 * 10^5 / 0.9690 * 10 * 3480 = 2.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T10 = 4.71 cm².

***/Espacement:** $100 / (n-1) = 100 / 5 \implies St = 20 \text{ cm.}$

***/Condition de non Fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 100 * 10 * (2,1 / 400) = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

A-2/Vérification à l'ELS :

-/Contraintes dans les Aciers : on doit vérifier que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ avec

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s' = 2020 \text{ Kg/cm}^2$$

-/Contrainte dans le Béton : on doit vérifié que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \bar{\sigma}_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}$$

-/Position de l'axe neutre : (A'= 0)

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

-/Moment d'inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s (d - x)^2$$

Avec $n=15$ $d=10\text{cm}$ $b=100\text{cm}$ $A's=0$

A-Travée:

$$M_s = 0,473 \text{ t.m}$$

$$100x^2 / 2 + 15 * 3.08(10-x) = 0$$

$$I = (2,61)^3 + 15 * 3,08(10-2,61)^2 = 3115,73 \text{ cm}^4$$



$$\sigma_{bc} = 0.473 * 10^5 * 2.61 / 3115.73 = 39.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 39,62 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * 0.473 * 10^5 (10 - 2.61) / 3115.73 = 1682.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1682,81 \text{ Kgf/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

B-APPUI :

$$M_s = 0,583 \text{ t.m}$$

$$I = 100 * (3.11)^3 / 3 + 15 * 4,71 (10 - 3.11)^2 = 4356,57 \text{ cm}^4$$

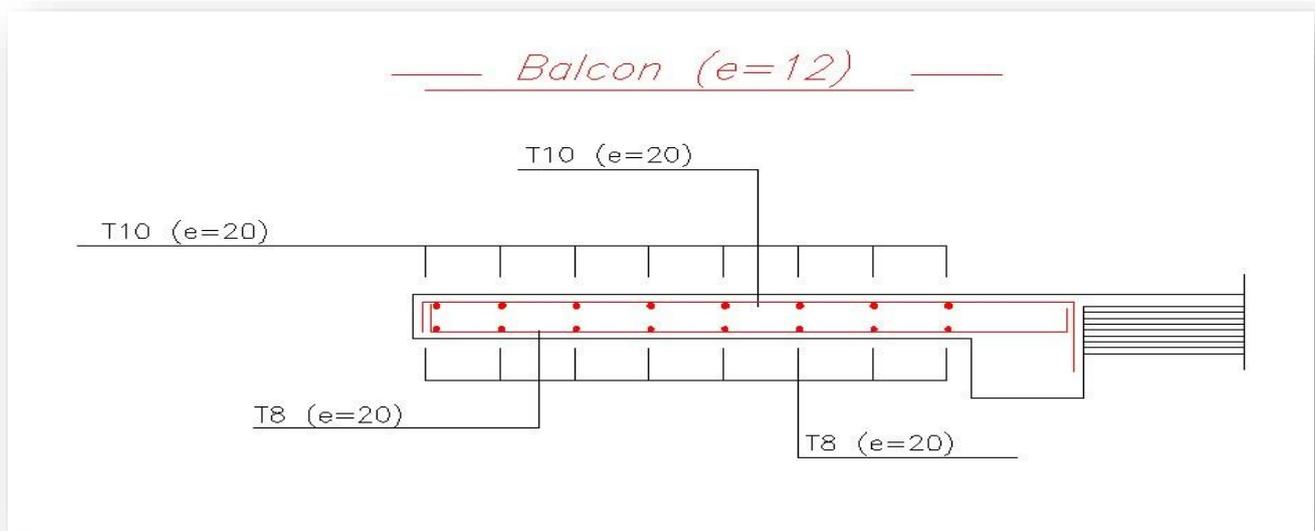
$$\sigma_{bc} = 0.583 * 10^5 * 3.11 / 4356.57 = 41.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 41,61 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * 0.583 * 10^5 (10 - 3.11) / 4356.57 = 1383.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1383,03 \text{ Kgf/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

FIGURE I.10 schéma de ferrailage de balcon type 1 dalle appuyée sur 3 coté (e=12cm)





TYPE 2 ;(Dalle Plaine Trapézoïdales e = 14cm) :

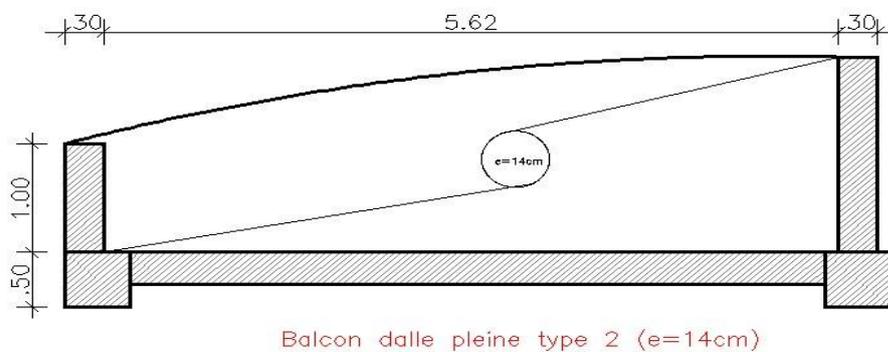


FIGURE I.11 ;(Dalle Plaine Trapézoïdales e = 14cm)

$$a = 1.8 \text{ m} \quad ; \quad b = 5.63 \text{ m} \quad ; \quad c = 1 \text{ m}$$

$$c/a = 1/1.8 = 0.55 > 0.2$$

Donc le trapèze sera remplacé par un Rectangle.

$$l_x = b * \frac{a(a-c)}{b(a+c)} = 5.62 * \frac{1.8 * 0.8}{15.73}$$

$$\Rightarrow l_x = 0.525 \text{ m}$$

$$l_y = \frac{2}{3}(2c+a) * \frac{a}{a+c} = \frac{2}{3}(2+1.8) * \frac{1.8}{2.8}$$

$$\Rightarrow l_y = 1.62 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.525}{1.62} = 0.324$$

- **G=0.504 t/m²**
- **Q=0.350 t/m²**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35(0.504) + 1.5(0.350)$$

$$Q_u = 1.205 \text{ t/m}^2$$



$$Q_{ser} = G+Q$$

$$Q_{ser} = 0.504+0.350$$

$$Q_{ser} = \mathbf{0.854 \text{ t/m}^2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.525}{1.62} = 0.324 \longrightarrow \text{Dalle rectangulaires sur 3 coté}$$

D'après le tableau de Barres on à :

A/l'E.L.U :

✓ **Le moment dans le sens xx' :**

$$M_{tx} = 0.1028 * Q_u * (l_x)^2$$

$$M_{tx} = 0.1028 * 1.205 * (0.525)^2$$

$$\longrightarrow M_{tx} = \mathbf{0.034 \text{ t.m}}$$

$$M_{ax} = 0.3232 * Q_u * (l_x)^2$$

$$M_{ax} = 0.3232 * 1.205 * (0.525)^2$$

$$\longrightarrow M_{ax} = \mathbf{0.107 \text{ t.m}}$$

✓ **Le moment dans le sens yy' :**

$$M_{ty} = 0.0290 * Q_u * (l_y)^2$$

$$M_{ty} = 0.0290 * 1.205 * (1.62)^2$$

$$\longrightarrow M_{ty} = \mathbf{0.091 \text{ t.m}}$$

$$M_{ay} = 0.0471 * Q_u * (L_y)^2$$

$$M_{ay} = 0.0471 * 1.205 * (1.62)^2$$

$$\longrightarrow M_{ay} = \mathbf{0.148 \text{ t.m}}$$

B/l'E.L.S:

✓ **Le moment dans le sens xx' :**



$$M_{tx} = 0.1063 * Q_{ser} * (l_x)^2$$

$$M_{tx} = 0.1063 * 0.854 * (0.525)^2$$

$$\Rightarrow M_{tx} = \mathbf{0.025 \text{ t.m}}$$

$$M_{ax} = 0.3308 * Q_{ser} * (l_x)^2$$

$$M_{ax} = 0.3308 * 0.854 * (0.525)^2$$

$$\Rightarrow M_{ax} = \mathbf{0.077 \text{ t.m}}$$

✓ Le moment dans le sens yy' :

$$M_{ty} = 0.0335 * Q_{ser} * (L_y)^2$$

$$M_{ty} = 0.0335 * 0.854 * (1.62)^2$$

$$\Rightarrow M_{ty} = \mathbf{0.075 \text{ t.m}}$$

$$M_{ay} = 0.0439 * Q_{ser} * (L_y)^2$$

$$M_{ay} = 0.0439 * 0.854 * (1.62)^2$$

$$\Rightarrow M_{ay} = \mathbf{0.098 \text{ t.m}}$$

C/L'Effort Tranchant :

A l'E.L.U :

$$T_{max} = 0.2163 * Q_u * l_x * L_y$$

$$T_{max} = 0.2163 * 1.205 * 0.525 * 1.62$$

$$\Rightarrow T_{max} = \mathbf{0.221 \text{ t}}$$

2-3/ Ferrailage du Balcon :

A/ Type 2 Dalle Appuyée sur 3 coté (e=14cm) : On

adopte le même ferrailage dans les deux directions.

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

$$h = 12\text{cm}$$

$$d = 10\text{cm}$$

$$c = 2\text{cm}$$



$$M_{t,max} = 0.091 \text{ t.m}$$

$$M_{a,max} = 0.148 \text{ t.m}$$

A-1/ELU:

a/En travée :

$$M_{t,max} = \mathbf{0.091 \text{ Tm}}$$

$$\mu = Mu/bd^2fc28 = 0.091 \cdot 10^5 / 100 \cdot 10^2 \cdot 142$$

$$\mu = 0.064$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,083$$

$$\beta = 0,9669$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 0.091 \cdot 10^5 / 0.9669 \cdot 10 \cdot 3480 = 0.026 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T10 = 4.71 cm².

***/Espacement: $100/(n-1) = 100/5 \implies St = 20 \text{ cm.}$**

b/ En appui :

$$M_{a,Max} = \mathbf{0.148 \text{ Tm}}$$

$$\mu = Mu/bd^2fc28 = 0.148 \cdot 10^5 / 100 \cdot 10^2 \cdot 142$$

$$\mu = 0.010$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,013$$

$$\beta = 0,9960$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 0.148 \cdot 10^5 / 0.9960 \cdot 10 \cdot 3480 = 0.042 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6.79 cm².



***/Espacement:** $100/(n-1) = 100/5 \implies St = 20 \text{ cm.}$

***/Condition de non Fragilité :**

$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/f_e) = 0,23 * 100 * 10 * (2,1/400) = 1.207 \text{ cm}^2$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

A-2/Vérification à l'ELS :

-/Contraintes dans les Aciers : on doit vérifier que $\sigma_s < \sigma_{s\bar{}}$ avec

$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x)/I \leq \sigma_{s'} = 2020 \text{ Kg/cm}^2$

-/Contrainte dans le Béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \sigma_{bc\bar{}}$ avec

$\sigma_b = M_{ts} * x/I \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}$

-/Position de l'axe neutre : (A'= 0)

$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A * d) = 0$

-/Moment d'inertie :

$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2$

Avec $d=10\text{cm}$ $b=100\text{cm}$ $A's=0$

A-Travée:

$M_s = 0,075 \text{ Tm}$

$100 x^2/2 + 15(4.71 + 0)x - 15 (0 + 4.71 * 10) = 0 \quad x=4.01 \text{ cm}$

$100x^2/2 + 15*4.71(10-x)=0$

$I = (4.01)^3 + 15*4.71(10-4.01)^2 = 6659,67 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{100}{3} * 0.075 * 10^5 * 4.01 / 6659,67 = 4.51 \text{ kg/cm}^2$

$\implies \sigma_{bc} = 4.51 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc\bar{}} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$



$$\sigma_s = 15 \cdot 0.075 \cdot 10^5 (10 - 4.01) / 6659,67 = 134.97 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $\sigma_s = 134.97 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$

B-APPUI:

$$M_s = 0,098 \text{ Tm}$$

$$100 x^2/2 + 15(6.79 + 0)x - 15 (0 + 6.79 \cdot 10) = 0 \quad x = 4.6 \text{ cm}$$

$$I = 100 \cdot (4.6)^3 / 3 + 15 \cdot 6.79 (10 - 4.60)^2 = 8821.83 \text{ cm}^4$$

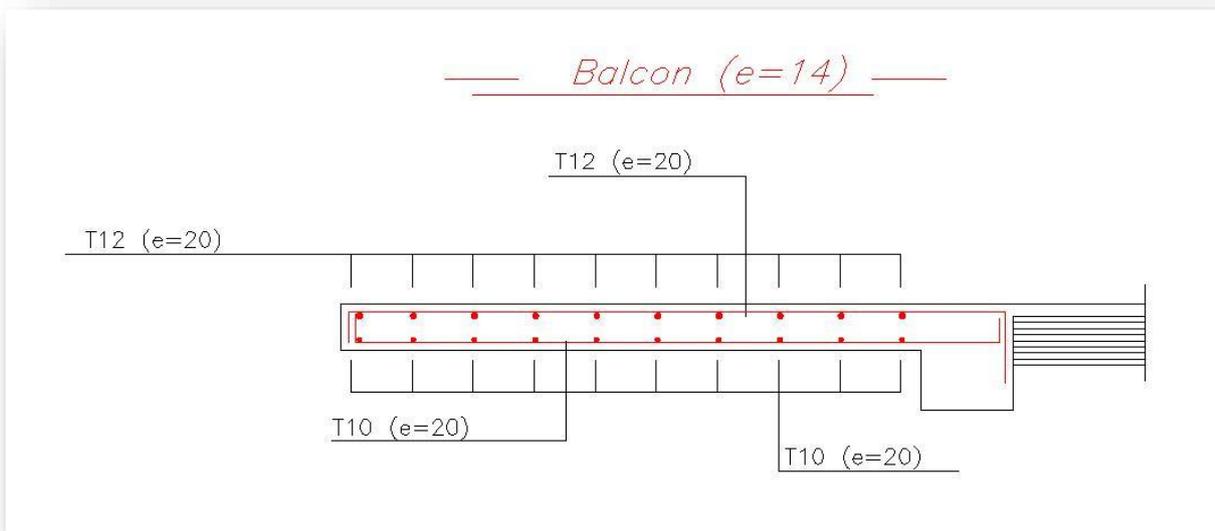
$$\sigma_{bc} = 0.098 \cdot 10^5 \cdot 4.60 / 8821.83 = 4.6 \cdot \text{kg/cm}^2$$

⇒ $\sigma_{bc} = 4,69 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0.098 \cdot 10^5 (10 - 4.60) / 8821.83 = 113.24 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $\sigma_s = 113.24 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

FIGURE I.12; Ferrailage de balcon (Dalle Plaine Trapézoïdales e = 14cm)





V.1.4. ETUDES DES PLANCHERS

I. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

a) Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

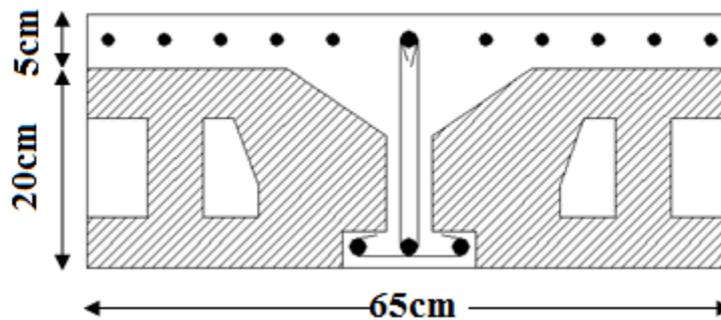


FIGURE I.13. Coupe du plancher du corps creux

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs. Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

A/Fonction Principale :

- porter les charges des structures.
- assurer l'isolation thermique et phonétique entre les différents niveaux.
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.



B/Différents Type de Plancher :

1) **Plancher Terrasse :**

Le plancher terrasse constitue la couverture du bâtiment. Il est soumis à des contraintes différentes des celles des plancher courant, il doit assuré l'étanchéité d'eau (pluie, neige).

- comporte une isolation thermique.
- empêche les pertes thermiques et les condensations dans les logements situés en dessous.

2) **Plancher Etage Courant :**

Il peut être de forme de corps creux ou bien en béton armé (dalle pleine).

C/La Réalisation du Plancher :

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation)seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de **H=20cm**.

- 16cm** pour la hauteur de l'hourdis.
- **4cm** pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à **100Kg/m²**, car la terrasse est inaccessible.

b) **Pour le RDC**, il est présenté sous forme de béton armé (dalle pleine).

Dans notre projet, nous avons choisi le plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Absence de la charge concentrée importante sur le plancher.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Bonne isolation phonétique et thermique.

Et nous avons choisi le plancher aussi à dalle pleine pour les raison suivantes :

- Le temps de réalisation est plus rapide.
- L'importance de l'RDC (Commerce).

a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :



a.2.1.1. Domaine d'application :

H1: $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\} \dots\dots\dots \text{cv}$

H2: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.....**cv**

H3: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.....**cv**

H4: Fissuration non préjudiciable.....**non vérifié**

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

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

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermediare} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

1) **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots \text{appuis de rive}$
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

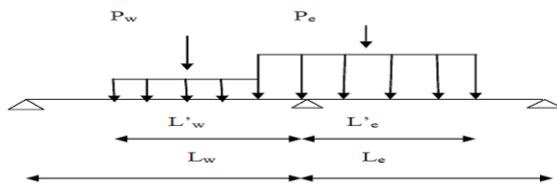


Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable **car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée**).

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



a.2.2.1. Exposé de la méthode :

• Moment sur appuis :

$M_a = 0,2M_0$Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis intermédiaires

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

• Moment en travée :

$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.



On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Combinaison des charges :

1-Plancher terrasse :

$G = 6.25 \text{ Kn/m}^2$ $qG = 6.25 * 0.65 = 4.06 \text{ kn/ml}$

$Q = 1.00 \text{ Kn/m}^2$ $qQ = 1.00 * 0.65 = 0.65 \text{ kn/ml}$

E.L.U $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.45 \text{ kN/ml}$

E.L.S $q_{ser} = G + Q = 4.71 \text{ kN/ml}$

2-Plancher courant :

$G = 5.34 \text{ Kn/m}^2$ $qG = 5.34 * 0.65 = 3.47 \text{ kn/ml}$

$Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$ $qQ = 1.5 * 0.65 = 0.97 \text{ kn/ml}$



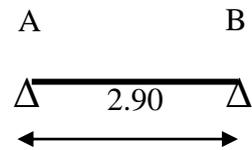
- $E.L.U \ q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.13kN/ml$
- $E.L.S \ q_{ser} = G + Q = 4.44kN/ml$

II. Calcul des efforts internes

❖ **Plancher terrasse :**

1- type 01 :

$$q_u = 6.45kN/ml$$
$$q_{ser} = 4.71kN/ml$$



➤ **Calcul des moments :**

Avec:

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appui: $M_a = 0,20M_0$

$$E.L.U \ M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.55kN.m$$

$$E.L.S \ M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 4.95kN.m$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 5.56kNm \\ M_{tser} = 3.20kNm \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = -1.35kNm \\ M_{aser} = -0.99kNm \end{cases}$$

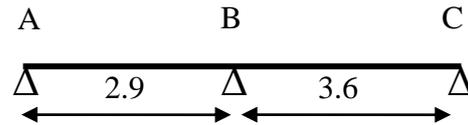
Effort tranchant :

$$E.L.U \ T_u = \frac{q_u l}{2} = 9.49kN$$

$$E.L.S \ T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 7.17kN$$



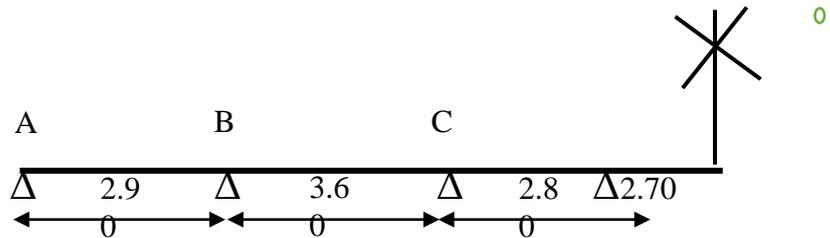
2- type 02 :



Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
1	-1.35	-0.99	1-2	1.07	2.90	2.41	1.38	6.96	-11.74	5.07	-8.58
2	-8.26	-4.05	2-3	2.06	3.60	5.51	3.00	13.33	-9.89	9.72	-7.23
3	-2.08	-1.52									

Tableau V .1.4: résultats de(M.T.N) travé type 02

3- type 03 :



Les efforts obtenus sont présenté dans les tableaux qui suivent :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X (m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
1	-1.35	-0.99	1-2	1.18	2.90	3.18	2.31	7.64	-10.60	5.57	-8.08
2	-6.33	-4.62	2-3	1.84	3.60	4.70	3.41	11.92	-11.30	8.69	-8.26
3	-5.20	-3.80	3-4	1.48	2.80	1.91	1.39	9.57	-8.49	6.99	-6.19
4	-3.67	-2.68	4-5	1.34	2.70	2.20	1.60	8.71	-8.71	6.35	-6.35
5	-3.67	-2.68									

Tableau V .1.5: résultats de(M.T.N) travé type 0 3



• **Diagramme des Moments et Efforts Tranchants :**

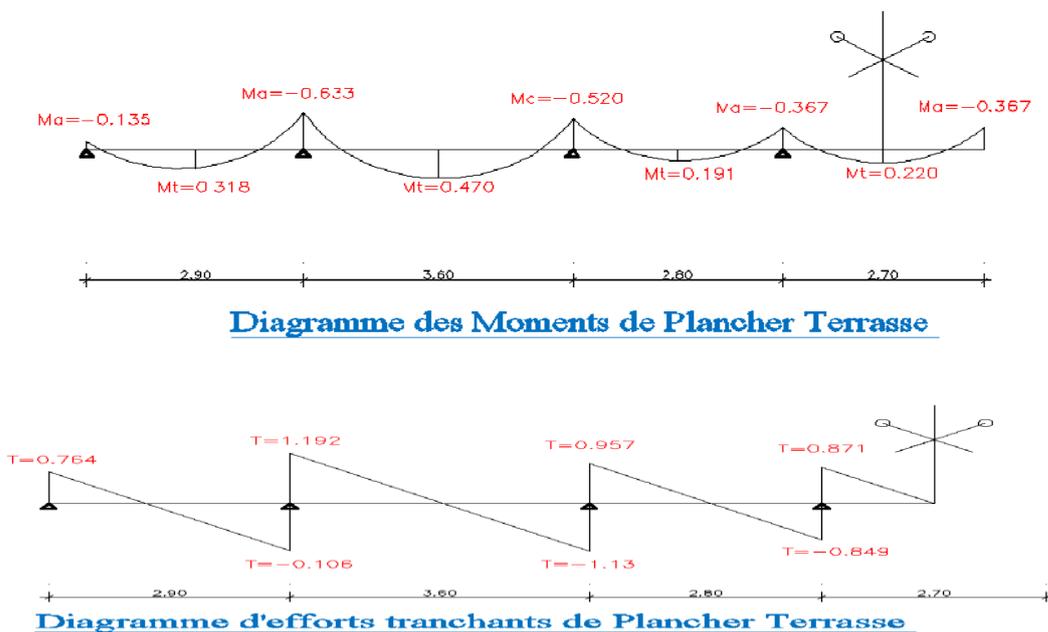


FIGURE I.14 diagramme de M T N de plancher terrasse

Calcul de Ferrailage : (plancher terrasse) :

2-A/E.L.U:

$\sigma_b = 14,20\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 65\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$; $b_0 = 14\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$;
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e E 400$.

- $M_{tmax} = 1.3 (4.70) = 6.11 \text{ kn.m}$
- $M_a = -6.33 \text{ kn.m}$
- $T_{max} = +11.92 \text{ kn}$

a/En Travée :

* $M_{tmax} = 6.11 \text{ kn.m}$ $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5$ $f_{bc} = 142 \text{ MPa}$ $C=C' = 3\text{cm}$;

$f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_b = 400 / 1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,022$. $\mu = 0,022 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A' = 0)$

$\alpha = 0.028$.

$\beta = 0,9889$.

$A_s = M_u / \beta d^2 \sigma_s A_s = 1.044 \text{ cm}^2$.



Donc on adopte: 2T12=2.26 cm

b/En Appuis :

$Ma = -6.33 \text{ kn.m}$ $fbc = 0.85f_c \cdot 28/\bar{\sigma} = 0.85 \cdot 2.5/1.5$ $fbc = 142 \text{ MPa}$ $C=C' = 3 \text{ cm}$;

$f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 400/1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,110$. $\mu = 0,110 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A' = 0)$.

$\alpha = 0.146$.

$\beta = 0.9416$.

$A_s = Ma / \beta d^2 \sigma_s$ $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: 1T12+1T10=1.92 cm²

Condition de non Fragilité:

En travée :

$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_t28 / f_e) = 0,23 \cdot 65 \cdot 17 \cdot (2,1/400) = 1.33 \text{ cm}^2$.

$A_{min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sur appuis :

$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_t28 / f_e) = 0,23 \cdot 14 \cdot 17 \cdot (2,1/400) = 0,287 \text{ cm}^2$.

$A_{min} = 0,287 \text{ cm}^2 < A = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2-B/Vérification à L'ELS(Terrasse) :

a/En Travée :

$M_{tmax} = 1.3 \cdot 3.41 = 4.43 \text{ kn.m}$

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

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$b x^2/2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A \cdot d) = 0$

$b x^2/2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$

$65x^2/2 + 15A \cdot 2.26 \cdot x - 15 \cdot 2.26 \cdot 17 = 0$

$32.5 x^2 + 35.4 x - 601.8 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 281.9$

$X_1 = +3.79$

$X_2 = -4.76$

***/Moment d'Inertie :**

$I = bx^3/2 + 15A_s(d - x)^2$

$I = 7356.97 \text{ cm}^4$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**



-/Béton :

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 4.43 * 10^4 * 3.79 / 7356.97 = 22.82 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 22.82 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

-/Acier :

$$\sigma_s = 15 * M_s(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 4.43 * 10^4 (17 - 3.72) / 7356.97 = 1199.48 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1199.48 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

b/ En Appui :

$$M_a = 4.62 \text{ kn.m}$$

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

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$65 x^2 / 2 + 15 * 1.92 * x - 15 * 1.92 * 17 = 0$$

$$32.5 x^2 + 28.8 x - 489.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 120.57$$

$$X_1 = +6.55$$

$$X_2 = -10.66$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = b x^3 / 2 + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 4456.41 \text{ cm}^4$$

Calcul et Vérification des Contraintes :

-/Béton :

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 4.62 * 10^4 * 6.55 / 4456.41 = 91.27 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 91.27 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

-/Acier :

$$\sigma_s = 15 * M_s(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 4.62 * 10^4 (17 - 6.55) / 4456.41 = 1625.04 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$



$$\sigma_s = 1625.04 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

***/Vérification de l'Effort Tranchant :**

$$T_u = 1.192 \text{ t} = 1192 \text{ kg}$$

***/Contrainte de Cisaillement du Béton :**

$$t_u = t_u / b_0 * d$$

$$t_u = 1192 / 14 * 17 = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$t_u = \min(0.15 * f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$t_u \leq t_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

***/Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq (h/35 ; b_0/15) = \min(20/35 ; 14/10)$$

$$\phi_t = 0.57$$

$$A_t = 2 * \pi * \phi^2 / 4 = 2 * 3.14 * (0.57)^2 / 4 = 0.51 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T8=1.01 cm²

***/Ecartement:**

$$St1 = 0.9 * A_t * f_e / b * t_u = 0.9 * 1.01 * 3.84 / 14 (0.5)$$

$$St1 = 0.49 \text{ m}$$

***/Selon BAEL:**

$$St2 \leq \min 0.9 * 17 ; 40 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte: st2= 15cm

***/Vérification de Contrainte de Compression en la bielle :**

$$T_u \leq 0.267 a * b_0 * f_{c28}; \quad a \leq \min(a'; 0.9d)$$

$$a' = 40 - 2 - 3 = 35 \quad a = \min 35 ; 0.9 * 17 = (35 ; 15.3)$$

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

$$T_u = 1.192 \text{ t}$$

$$0.267 * 15 * 14 * 250 = 14017.5 \text{ Kg}$$

$$t_u = 1192 \text{ kg} \leq 14017.5 \text{ kg} \text{vérifier}$$

Verification au voisinage de l'appui:

$$T_u - Mb / 0.9 * d < 0 \quad 1192 - (0.462 * 10^5) / 0.9 * 17 = -1827.6 \text{ kg} > 0$$

C/Vérification de la Flèche :

$$I = 3.6 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

$$1/ h_0/360 \geq 1/22.5 \quad 20/360 = 0.055 > 1/22.5 = 0.044 \quad \text{vérifier}$$

$$2/ h_0/I \geq M_{tsr} / 15 * M_0 \quad 20/360 = 0.055$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.45 * 3.6^2 / 8 = 10.44 \text{ kn.m}$$



$$M_{tser}/15 \cdot M_0 = 4.43/15 \cdot 10.44 = 0.028$$

$$h_0/I \geq M_{tser}/15 \cdot M_0 \quad 0.055 > 0.028$$

$$3/ A/bd < 3.6/f_e \quad 2.26/65 \cdot 17 = 0.002 \text{ cm}$$

$$3.6/400 = 0.009 \text{ cm} \quad 0.009 > 0.002 \quad \text{vérifier}$$

- les trois conditions sont vérifiées.....Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.4.1 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

D/Ferrailage de la Dalle de Compression:

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

20 cm: dans le sens parallèle aux poutrelles.

33 cm: dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \implies A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$\text{Si: } L_1 \leq 50 \text{ cm} \implies A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec: L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\implies A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\implies \text{On adopte : } \mathbf{6T6} \implies \mathbf{A_1 = 1,7 \text{ cm}^2}$$

***/Espacement:** $St = 100/6 = 16,66 \implies \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$

$$A_2 = 1,7/2 = 0,85 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \mathbf{6T6} \implies \mathbf{A_1 = 1,7 \text{ cm}^2}$$

*/On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

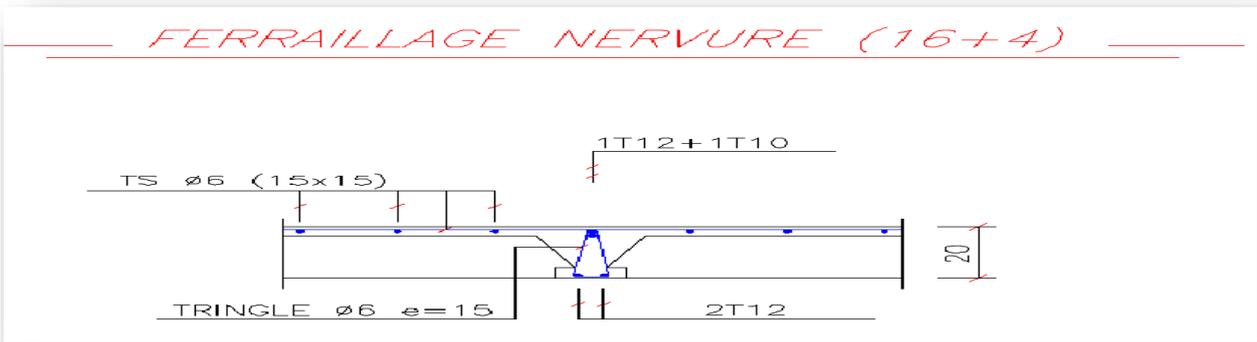
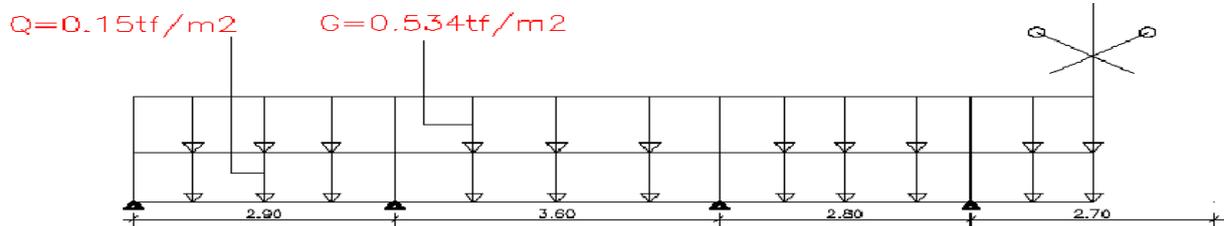
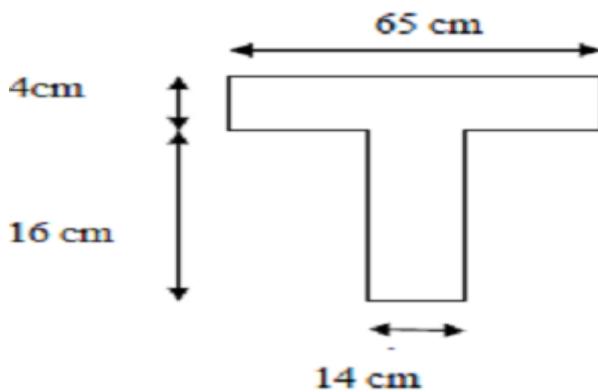


FIGURE I.15 Ferrailage de nervure

❖ **PLANCHER ETAGE COURANT (2^{EME} ETAGE - 9^{EME} ETAGE) :**

G = 5.34 kn/m²

Q = 1.5 kn/m



Plancher étage courant

/Calcul des Moments:

1-A/Calcul à l'ELU : $Q_u = 6.14 \text{ kn/m}^2$

1-B/Calcul à l'ELS : $Q_s = 0.444 \text{ kn/m}^2$



Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X (m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-1.29	-0.93	1-2	1.16	2.90	3.00	1.07	7.26	-10.544	5.17	-7.70
2	-6.03	-4.58	2-3	1.86	3.60	4.46	3.10	11.35	-10.75	8.28	-7.72
3	-4.95	-3.58	3-4	1.48	2.80	1.80	1.29	9.11	-8.00	6.58	-5.85
4	-3.49	-2.53	4-5	1.34	2.70	2.09	1.51	8.28	-8.28	5.99	-5.99
5	-3.49	-2.53									

Tableau V .1.6: résultats de(M.T.N) de plancher étage courant (2^{eme} étage - 9^{eme} étage)

Diagramme des Moments et Efforts Tranchants :

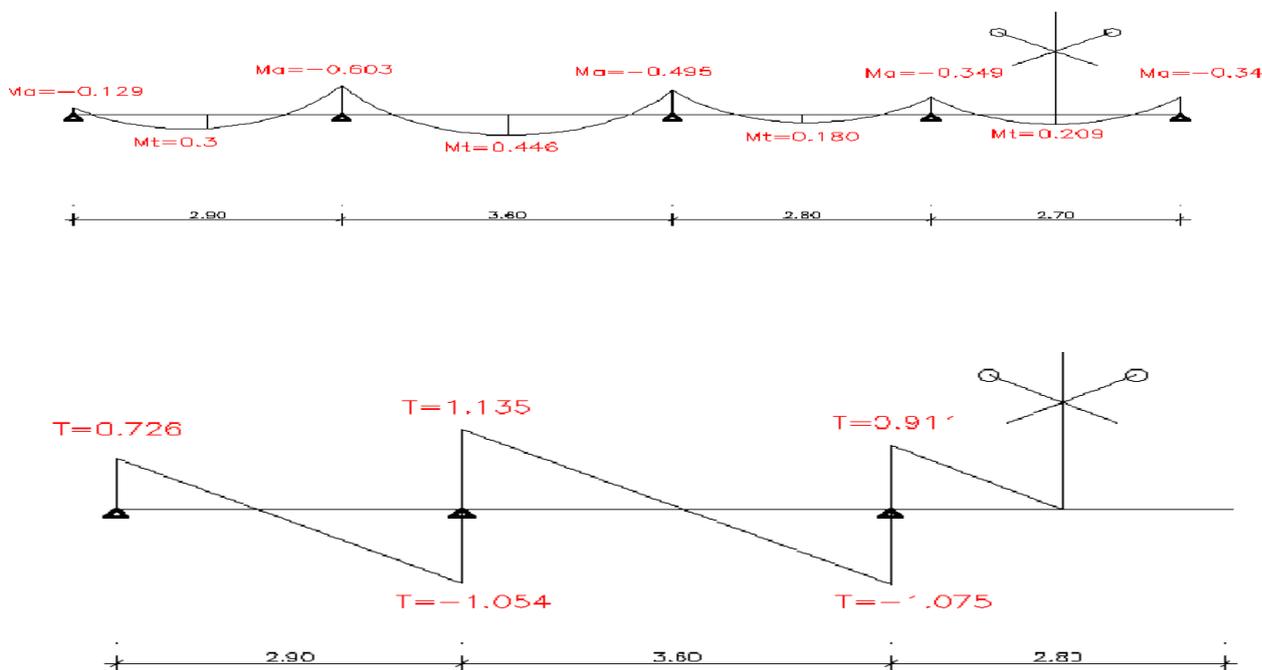


FIGURE I.16 diagramme de M T N de plancher étage courant

Calcul de Ferrailage : (plancher étage courant) :



2-A/E.L.U:

$\sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $b_0 = 14 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e E400$.

- $M_{\text{max}} = 1.3 (4.46) = 5.97 \text{ kn.m}$
- $M_a = -6.03 \text{ kn.m}$
- $T_{\text{max}} = +11.35 \text{ kn}$

a/En Travée :

* $M_{\text{tmax}} = 5.79 \text{ kn.m}$ $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5$ $f_{bc} = 142 \text{ MPa}$ $C = C' = 3 \text{ cm}$;
 $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 400 / 1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,021$. $\mu = 0,021 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A' = 0)$

$\alpha = 0.027$.

$\beta = 0,9894$.

$A_s = M_u / \beta d^2 \sigma_s$ $A_s = 0.958 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte: 2T12=2.26 cm

b/En Appuis :

$M_a = -6.03 \text{ kn.m}$ $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5$ $f_{bc} = 142 \text{ MPa}$ $C = C' = 3 \text{ cm}$;
 $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 400 / 1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,104$. $\mu = 0,104 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A' = 0)$.

$\alpha = 0.138$.

$\beta = 0.9450$.

$A_s = M_a / \beta d^2 \sigma_s$ $A_s = 1.078 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: 1T12+1T10=1.92 cm²

***/Condition de non Fragilité:**

En travée :

$A_{\text{min}} \geq 0,23 * b * d * (F_{t28} / F_e) = 0,23 * 65 * 17 * (2,1 / 400) = 1.33 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{min}} = 1,33 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**

Sur appuis :

$A_{\text{min}} \geq 0,23 * b_0 * d * (F_{t28} / F_e) = 0,23 * 14 * 17 * (2,1 / 400) = 0,287 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{min}} = 0,287 \text{ cm}^2 < A = 1.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**

2-B/Vérification à L'ELS(Terrasse) :

a/En Travée :

$M_{\text{tmax}} = 1.3 * 3.10 = 4.04 \text{ kn.m}$

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



L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15As * x - 15As * d = 0$$

$$65x^2/2 + 15A * 2.26 * x - 15 * 2.26 * 17 = 0$$

$$32.5 x^2 + 35.4 x - 601.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281.9$$

$$X_1 = +3.79$$

$$X_2 = -4.76$$

***/Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2$$

$$I = 7356.97 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Béton :

$$\sigma_b = Mts * x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 4.03 * 10^5 * 3.79 / 7356.97 = 20.76 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 20.76 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

-Acier:

$$\sigma_s = 15 * Mts(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 4.03 * 10^4 (17 - 3.72) / 7356.97 = 1091.74 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 1091.74 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

b/ En Appui :

$$Ma = 4.58 \text{ kn.m}$$

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

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15As * x - 15As * d = 0$$

$$65 x^2/2 + 15 * 1.92 * x - 15 * 1.92 * 17 = 0$$

$$32.5 x^2 + 28.8 x - 489.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 120.57$$

$$X_1 = +6.55$$

$$X_2 = -10.66$$



/Moment d’Inertie :

$$I=bx^3/2+ 15As(d - x)^2$$

$$I=4456.41 \text{ cm}^4$$

/Calcul et Vérification des Contraintes :

/Béton :

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 4.58 \cdot 10^4 \cdot 6.55 / 4456.41 = 67.31 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 67.31 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

/Acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot Ms(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 4.58 \cdot 10^4 (17 - 6.55) / 4456.41 = 1610.97 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1610.97 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

/Vérification de l'Effort Tranchant :

$$T_u = 11.53 \text{ kn} = 1153 \text{ kg}$$

/Contrainte de Cisaillement du Béton :

$$t_u = T_u / b_0 \cdot d$$

$$t_u = 1153 / 14 \cdot 17 = 4.76 \text{ kg/m}^2$$

$$t_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$t_u \leq t_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

/Section des Armature transversale :

$$\phi_t \leq (h/35 ; b_0/15) = \min(20/35; 14/10)$$

$$\phi_t = 0.57$$

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 2 \cdot 3.14 \cdot (0.57)^2 / 4 = 0.51 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T8=1.01 cm²

***/Ecartement:**

$$St1 =$$

$$0.9 \cdot A_t \cdot f_e / b \cdot t_u = 0.9 \cdot 1.01 \cdot 3.84 / 14 (0.476)$$

$$St1 = 0.52 \text{ m}$$

***/Selon BAEL:**

$$St2 \leq \min 0.9 \cdot 17 ; 40 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte: st2= 15cm

***/Vérification de Contrainte de Compression en la bielle :**



$$T_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}; \quad a \text{ min } (a'; 0.9d)$$

$$a' = 50 - 2 - 3 = 35 \quad a = \text{min } 35; 0.9 \cdot 17 = (35; 15.3)$$

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

$$T_u = 1.135 \text{ t}$$

$$0.267 \cdot 15 \cdot 14 \cdot 250 = 14017.5 \text{ Kg}$$

$$T_u = 1135 \text{ kgf} \leq 14017.5 \text{ kgf} \text{ vérifier}$$

Verification au voisinage de l'appui:

$$T_u - Mb / 0.9 \cdot d < 0 \quad 1135 - (0.458 \cdot 10^5) / 0.9 \cdot 17 = -1801.46 \text{ kg} > 0$$

C/Vérification de la Flèche :

$$l = 3.6 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

$$1 / h_0 / 360 \geq 1 / 22.5 \quad 20 / 360 = 0.055 > 1 / 22.5 = 0.044 \quad \text{vérifier}$$

$$2 / h_0 / I \geq (M_{\text{tser}} / 15 \cdot M_0) \quad 20 / 360 = 0.055$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.14 \cdot 3.6^2 / 8 = 9.94 \text{ kn.m}$$

$$M_{\text{tser}} / 15 \cdot M_0 = 3.10 / 15 \cdot 9.94 = 0.020$$

$$h_0 / I \geq M_{\text{tser}} / 15 \cdot M_0 \quad 0.055 > 0.020$$

$$3 / A / b d < 3.6 / f_e \quad 2.26 / 65 \cdot 17 = 0.002 \text{ cm}$$

$$3.6 / 400 = 0.009 \text{ cm} \quad 0.009 > 0.002 \quad \text{vérifier}$$

- les trois conditions sont vérifiées.....Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

D/Ferrailage de la Dalle de Compression:

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

20 cm: dans le sens parallèle aux poutrelles.

33 cm: dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \implies A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$\text{Si: } L_1 \leq 50 \text{ cm} \implies A_1 = \frac{200}{f_e}$$



Avec: L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$F_e = 400$ Mpa

On a: $L_1 = 65$ cm

$$\implies A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\implies \text{On adopte : } 6T6 \implies A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

****/Espacement:*** $St = 100/6 = 16,66 \implies St = 15$ cm

$$A_2 = 1,7/2 = 0,85 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } 6T6 \implies A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

**/On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.*

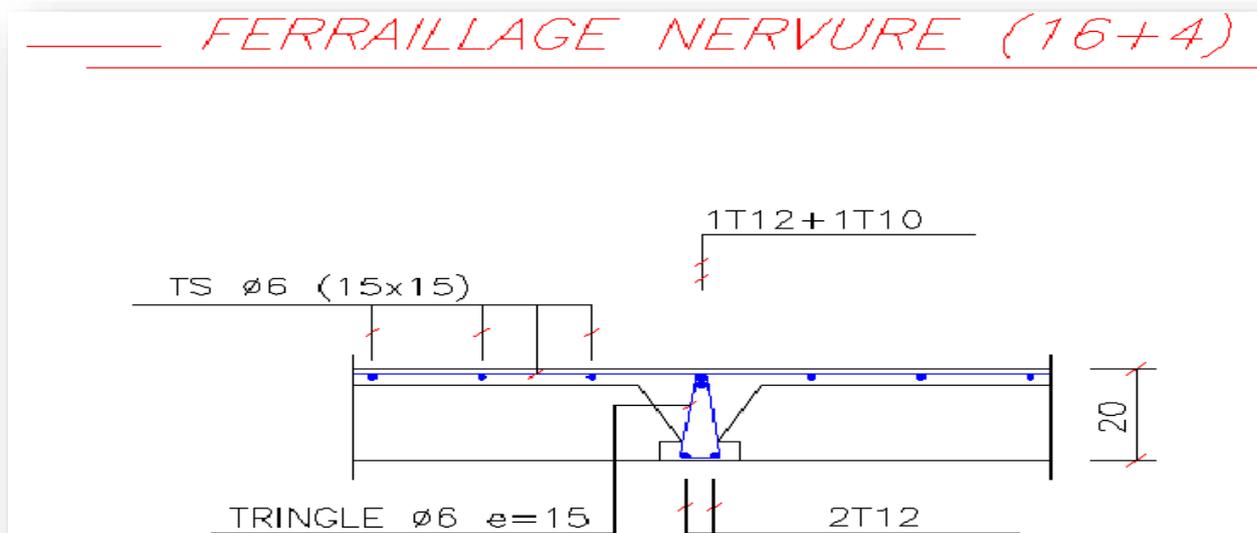


FIGURE I.16 Schéma de Ferrailage de nervure(16+4)

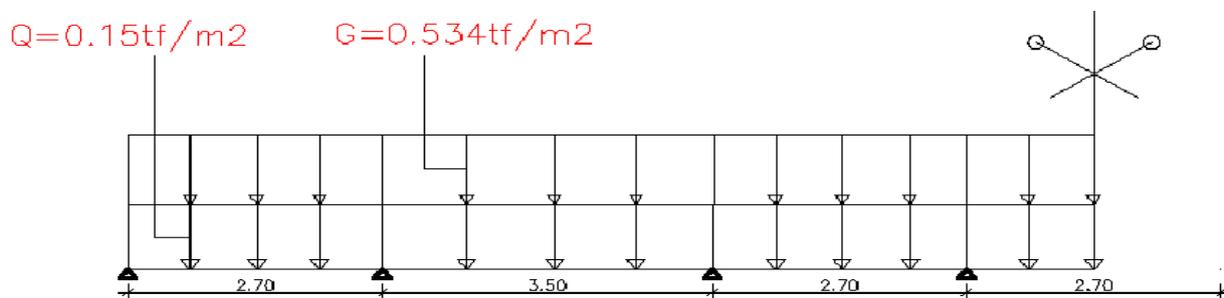


❖ PLANCHER ETAGE COURANT (1^{ER}ETAGE) :

/Calcul des Moments:

1-A/Calcul à l'ELU : $Q_u = 6.14 \text{kn/m}^2$

1-B/Calcul à l'ELS : $Q_s = 0.444 \text{kn/m}^2$



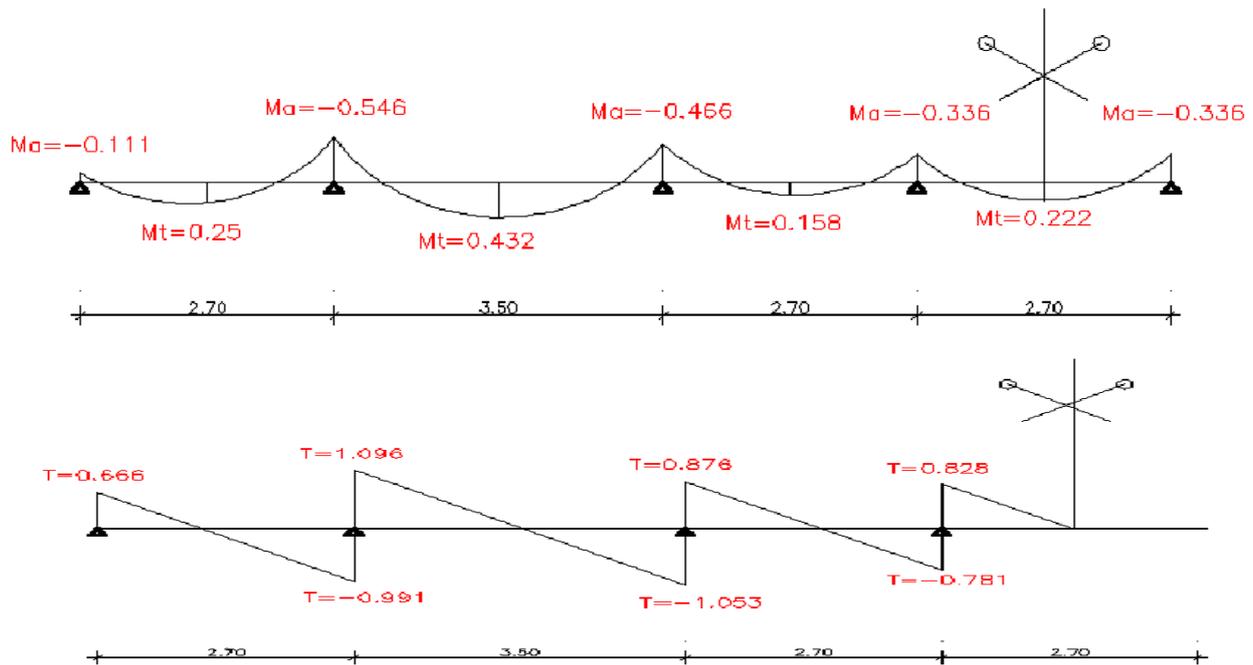
Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X (m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-1.11	-0.80	1-2	1.08	2.90	2.50	1.81	6.66	-9.91	4.81	-7.16
2	-5.46	-3.95	2-3	1.78	3.60	4.32	3.13	10.96	-10.53	7.93	-7.61
3	-4.66	-3.37	3-4	1.42	2.80	1.58	0.73	8.76	-7.81	6.33	-5.95
4	-3.36	-2.43	4-5	1.34	2.70	2.22	1.61	8.28	-8.28	5.99	-5.99
5	-3.36	-2.43									

Tableau V .1.7: résultats de(M.T.N) de plancher etage courant (1^{er}etage) :



Diagramme des Moments et Efforts Tranchants :



Calcul de Ferrailage : (plancher 1^{er} étage) :

2-A/E.L.U:

$\sigma_b = 14,20\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 65\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$; $b_0 = 14\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$;
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e E 400$.

* $M_{tmax} = 1.3 (4.32) = 5.61 \text{ kn.m}$ * $M_a = -5.46 \text{ kn.m}$ * $T_{max} = +10.96 \text{ kn}$

a/En Travée :

* $M_{tmax} = 5.61 \text{ kn.m}$ $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \beta = 0.85 * 2.5 / 1.5$ $f_{bc} = 142 \text{ MPa}$ $C = C' = 3\text{cm}$;

$f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_b = 400 / 1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,021$. $\mu = 0,021 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A' = 0)$

$\alpha = 0.027$.

$\beta = 0,9894$.

$A_s = M_u / \beta d^2 \sigma_s$ $A_s = 0.958 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte: 2T12=2.26 cm

b/En Appuis :

$M_a = -5.46 \text{ kn.m}$ $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \beta = 0.85 * 2.5 / 1.5$ $f_{bc} = 142 \text{ MPa}$ $C = C' = 3\text{cm}$;

$f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_b = 400 / 1.15 = 384 \text{ MPa}$.

$\mu = 0,095$. $\mu = 0,104 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A' = 0)$.



$$\alpha = 0.125.$$

$$\beta = 0.950.$$

$$A_s = M_a / \beta d^2 \sigma_s \quad A_s = 0.971 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 1T12+1T10=1.92 cm²

***/Condition de non Fragilité:**

□ **En travée :**

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * (F_t28 / F_e) = 0,23 * 65 * 17 * (2,1 / 400) = 1.33 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

□ **Sur appuis :**

$$A_{min} \geq 0,23 * b_0 * d * (F_t28 / F_e) = 0,23 * 14 * 17 * (2,1 / 400) = 0,287 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,287 \text{ cm}^2 < A = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2-B/Vérification à L'ELS(Terrasse) :

a/En Travée :

$$M_{tmax} = 1.3 * 3.13 = 4.06 \text{ kn.m}$$

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

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$65x^2 / 2 + 15A * 2.26 * x - 15 * 2.26 * 17 = 0$$

$$32.5 x^2 + 35.4 x - 601.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281.9$$

$$X_1 = +3.79$$

$$X_2 = -4.76$$

***/Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3 / 2 + 15A_s (d - x)^2$$

$$I = 7356.97 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

-/Béton :

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 4.06 * 10^5 * 3.79 / 7356.97 = 20.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 20.8 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

-/Acier:

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x) / I \leq \sigma_s'$$



$$\sigma_s = 15 * 4.06 * 10^4 (17 - 3.72) / 7356.97 = 1091.74 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1091.74 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

b/ En Appui :

$$M_a = 3.95 \text{ kn.m}$$

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

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2/2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$65 x^2/2 + 15 * 1.92 * x - 15 * 1.92 * 17 = 0$$

$$32.5 x^2 + 28.8 x - 489.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 120.57$$

$$X_1 = +6.55$$

$$X_2 = -10.66$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3/2 + 15A_s(d - x)^2$$

$$I = 4456.41 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

-/Béton :

$$\sigma_b = M_t s * x / I \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 3.95 * 10^4 * 6.55 / 4456.41 = 58.05 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 58.05 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

-/Acier :

$$\sigma_s = 15 * M_s (d - x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 3.95 * 10^4 (17 - 6.55) / 4456.41 = 1389.37 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1389.37 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

***/Vérification de l'Effort Tranchant :**

$$T_u = 10.96 \text{ kn} = 1096 \text{ kg}$$

***/Contrainte de Cisaillement du Béton :**

$$t_u = t_u / b_0 * d$$

$$t_u = 1096 / 14 * 17 = 4.60 \text{ kg/m}^2$$



$$t_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}/1.5 ; 4\text{MPa}) = \min(2.5 ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$t_u \leq t_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

***/Section des Armature transversale :**

$$\phi t \leq (h/35 ; b_0/15) = \min(20/35; 14/10)$$

$$\phi t = 0.57$$

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi / 4 = 2 \cdot 3.14 \cdot (0.57)^2 / 4 = 0.51\text{cm}^2$$

Donc on adopte : 2T8=1.01 cm²

***/Ecartement:**

$$St1 =$$

$$0.9 \cdot A_t \cdot f_e / b \cdot t_u = 0.9 \cdot 1.01 \cdot 3.84 / 14 = 0.476$$

$$St1 = 0.52\text{m}$$

***/Selon BAEL:**

$$St2 \leq \min 0.9 \cdot 17 ; 40\text{cm} = 15.3\text{cm}$$

On adopte: st2= 15cm

***/Vérification de Contrainte de Compression en la bielle :**

$$T_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}; \quad a \min(a'; 0.9d)$$

$$a' = 50 - 2 - 3 = 35 \quad a = \min 35; 0.9 \cdot 17 = (35; 15.3)$$

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

$$T_u = 1.096 \text{ t}$$

$$0.267 \cdot 15 \cdot 14 \cdot 250 = 14017.5 \text{ Kg}$$

$$T_u = 1096\text{kgf} \leq 14017.5\text{kgf} \text{vérifier}$$

Vérification au voisinage de l'appui:

$$T_u - Mb / 0.9 \cdot d < 0 \quad 1096 - (0.396 \cdot 10^5) / 0.9 \cdot 17 = -1495.69\text{kg} > 0$$

C/Vérification de la Flèche :

$$l = 3.5\text{m} < 8\text{m}$$

$$1/ h_0/350 \geq 1/22.5 \quad 20/350 = 0.057 > 1/22.5 = 0.044 \quad \text{vérifier}$$

$$2/ h_0/I \geq Mt_{ser}/15 \cdot M_0 \quad 20/350 = 0.057$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.14 \cdot 3.5^2 / 8 = 9.40\text{kn.m}$$

$$Mt_{ser}/15 \cdot M_0 = 3.10/15 \cdot 9.40 = 0.022$$

$$h_0/I \geq Mt_{ser}/15 \cdot M_0 \quad 0.057 > 0.022$$

$$3/A/bd < 3.5/f_e \quad 2.26/65 \cdot 17 = 0.002\text{cm}$$

$$3.5/400 = 0.009\text{cm} \quad 0.009 > 0.002 \quad \text{vérifier}$$

- les trois conditions sont vérifiées.....Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



D/Ferrailage de la Dalle de Compression:

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

20 cm: dans le sens parallèle aux poutrelles.

33 cm: dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \implies A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$\text{Si: } L_1 \leq 50 \text{ cm} \implies A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec: L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\implies A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\implies \text{On adopte : } \mathbf{6T6} \implies \mathbf{A_1 = 1,7 \text{ cm}^2}$$

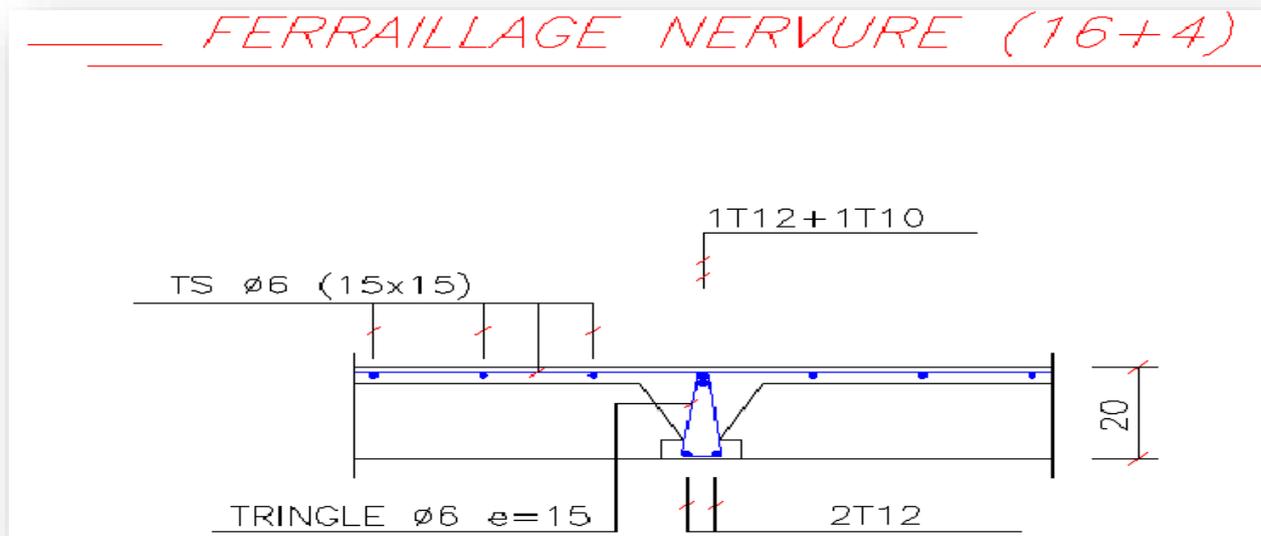
$$\text{*/Espacement: } \mathbf{St = 100/6 = 16,66} \implies \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$A_2 = 1,7/2 = 0,85 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \mathbf{6T6} \implies \mathbf{A_1 = 1,7 \text{ cm}^2}$$

*/On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.



***/Schéma de Ferrailage:**

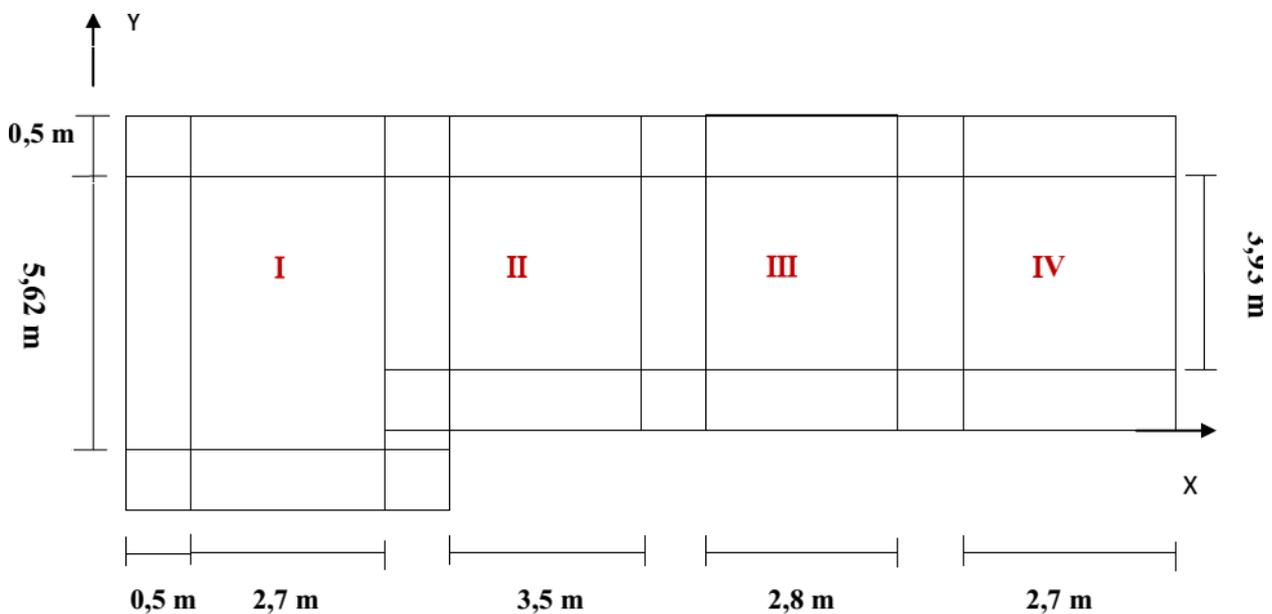


❖ **/PLANCHER RDC (DALLE PLEINE):**

$G = 554 \text{ Kgf/m}^2$

$Q = 500 \text{ Kgf/m}^2$

***/Schéma de Panneaux:**



5-1/Calcul des Moments:

A/Panneaux I:

$\rho = l_x/l_y = 2,7/5,62$

$\rho = 0,48$

UBMA



$0,4 \leq \rho \leq 1$ $\rho > 0,4$ **Dalle portant dans deux sens.**

***ELU:** D'après le tableau de barres :

$v = 0$ $\mu_x = 0,0994$

$\rho = 0,48$ $\mu_y = 0,25$

$qu = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \cdot 5.54) + (1,5 \cdot 5)$ $qu = 14.97 \text{ kn/m}$

Sens-X:

$M0x = \mu_x \cdot qu \cdot (lx^2) = 0,0994 \cdot 14.97 \cdot (2,7)^2$ $M0x = 10.84 \text{ kn/m}$

$Mtx = 0,85 M0x = 0,85 \cdot 10.84$ $Mtx = 9.21 \text{ kn/m}$

$Max = -0,5 \cdot M0x = -0,5 \cdot 10.84$ $Max = -5.42 \text{ kn/m(inter.)}$

$Max = -0,3 \cdot M0x = -0,3 \cdot 10.84$ $Max = -3.25 \text{ kn/m(de rive)}$

Sens-Y:

$M0y = \mu_y \cdot M0x = 0,25 \cdot 10.84$ $M0y = 2.71 \text{ kn/m}$

$Mty = 0,85 M0y = 0,85 \cdot 2.71$ $Mty = 2.30 \text{ kn/m}$

$May = -0,5 \cdot M0y = -0,5 \cdot 2.71$ $May = -1.35 \text{ kn/m}$

***ELS:** D'après le tableau de barres :

$v = 0,2$ $\mu_x = 0,1026$

$\rho = 0,48$ $\mu_y = 0,3491$

$qs = G + Q = 5.54 + 5$ $qs = 10.54 \text{ kn/m}^2$

Sens-X:

$M0x = \mu_x \cdot qs \cdot (lx^2) = 0,1026 \cdot 10.54 \cdot (2,7)^2$ $M0x = 5.80 \text{ kn/m}$

$Mtx = 0,75 M0x = 0,75 \cdot 5.80$ $Mtx = 4.35 \text{ kn/m}$

$Max = -0,5 \cdot M0x = -0,5 \cdot 5.80$ $Max = -2.9 \text{ kn/m}$

Sens-Y:

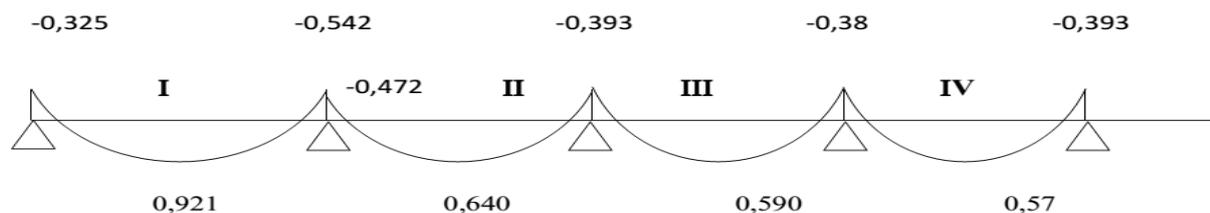
$M0y = \mu_y \cdot M0x = 0,3491 \cdot 5.80$ $M0y = 3.30 \text{ kn/m}$

$Mty = 0,75 M0y = 0,75 \cdot 3.30$ $Mty = 2.47 \text{ kn/m}$

$May = -0,5 \cdot M0y = -0,5 \cdot 3.30$ $May = -1.65 \text{ kn/m}$

Diagrammes des Moments: ELU:

Sens-X:(tf/m)





D'après le tableau:

$$\alpha = 0,083$$

$$\beta = 0,9669$$

$$A_s = M_{tx}/B*d*f_{e} = 9.21*10^4/0,9669*10*3480$$

$$A_s = 2,73 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).

***/Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b*d*0,23*f_{t28}/f_e = 0,23*100*10*2,1/400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-/Espacement: $St = 100/(n-1) = 100/5 \quad St = 20 \text{ cm.}$

***/Sens-Y:**

$$M_{ty} = 2.30 \text{ kn.m}$$

$$\mu = M_{ty}/b*d^2*f_e = 2.30*10^4/100*10^2*142$$

$$\mu = 0,016$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,020$$

$$\beta = 0,9919$$

$$A_s = M_{ty}/B*d*f_e = 2.30*10^4/0,9919*10*3480$$

$$A_s = 0,666 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 ($A_s = 4,71 \text{ cm}^2$)

***/Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b*d*0,23*f_{t28}/f_e = 0,23*100*10*2,1/400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-/Espacement: $St = 100/(n-1) = 100/5 \quad St = 20 \text{ cm.}$

b/ En Appui:

***/Sens-X:**

$$M_{ax} = 5.42 \text{ kn.m}$$

$$\mu = M_{ax}/b*d^2*f_e = 5.42*10^5/100*10^2*142$$

$$\mu = 0,038$$

$$\mu < \mu \quad A_s' = 0$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,048$$

$$\beta = 0,9806$$

$$A_s = M_{ax}/B*d*f_e = 5.42*10^5/0,9806*10*3480$$

$$A_s = 1,58 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).



***/Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-/Espacement: $St = 100 / (n-1) = 100 / 5 \quad St = 20 \text{ cm.}$

***/Sens-Y:**

$$M_{ay} = 1.35 \text{ kn.m}$$

$$\mu = M_{ay} / b \cdot d^2 \cdot f_e = 1.35 \cdot 10^4 / 100 \cdot 10^2 \cdot 142$$

$$\mu = 0,009 \quad \mu < \mu' \quad A_{s'} = 0$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,011$$

$$\beta = 0,9955$$

$$A_s = M_{ay} / B \cdot d \cdot f_e = 1.35 \cdot 10^4 / 0,9955 \cdot 10 \cdot 3480 \quad A_s = 0,38 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 ($A_s = 4,71 \text{ cm}^2$)

***/Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-/Espacement: $St = 100 / (n-1) = 100 / 5 \quad St = 20 \text{ cm.}$

2/Vérification à l'ELS:

a/En Travée:

***/Sens X:** $M_s = 6.99 \text{ kn.m}$

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

$$b \cdot x^2 / 2 + 15(A_s + A_{s'})x - 15(A_{s'}c' + A_s \cdot d) = 0 \quad A_{s'} = 0$$

$$b \cdot x^2 / 2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$$

$$100x^2 / 2 + 15 \cdot 6.79 \cdot x - 15 \cdot 6.79 \cdot 10 = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1018,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X1 = -11,203 \text{ cm}$$

$$X2 = 9,16 \text{ cm}$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3 / 2 + 15A_s(d - x)^2$$

$$I = 25691,04 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$



$$\sigma_b = 6.99 * 10^4 * 9.16 / 25961.04 = 24.92 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 24.92 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 * M_s(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 6.99 * 10^4 (10 - 9.16) / 25961.04 = 34.28 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 34.28 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

*/Sens Y: $M_s = 2.33 \text{ kn.m}$

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

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A_s * d) = 0 \quad A_s' = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$100x^2 / 2 + 15 * 4.71 * x - 15 * 4.71 * 10 = 0$$

$$50x^2 + 70.65x - 706.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462.66$$

$$X_1 = -4.53 \text{ cm}$$

$$X_2 = 3.11 \text{ cm}$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3 / 2 + 15A_s(d - x)^2$$

$$I = 4356.57 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_t s * x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 2.33 * 10^4 * 3.11 / 4356.57 = 16.63 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 16.63 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 * M_s(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 2.33 * 10^4 (10 - 3.11) / 4356.57 = 552.74 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 552.74 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

a/En Appui:

*/Sens X: $M_s = 3.94 \text{ kn.m}$

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

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A_s * d) = 0 \quad A_s' = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$100x^2 / 2 + 15 * 6.79 * x - 15 * 6.79 * 10 = 0$$



$$50x^2 + 101,85x - 1018,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X1 = -11,203 \text{ cm}$$

$$X2 = 9,16 \text{ cm}$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3/2 + 15As(d - x)^2$$

$$I = 25691,04 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 3.94 \cdot 10^4 \cdot 9.16 / 25691.04 = 14.04 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 14.04 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \cdot Ms(d - x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 3.94 \cdot 10^4 (10 - 9.16) / 25691.04 = 19.32 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 19.32 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

***/Sens Y: $Ms = 1.73 \text{ kn.m}$**

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

$$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15(As'c' + As \cdot d) = 0 \quad As' = 0$$

$$b x^2/2 + 15As \cdot x - 15As \cdot d = 0$$

$$100x^2/2 + 15 \cdot 4.71 \cdot x - 15 \cdot 4.71 \cdot 10 = 0$$

$$50x^2 + 70,65x - 706,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X1 = -4,53 \text{ cm}$$

$$X2 = 3,11 \text{ cm}$$

***/Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3/2 + 15As(d - x)^2$$

$$I = 4356,57 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.73 \cdot 10^4 \cdot 3.11 / 4356.57 = 9.77 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 9.77 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \cdot Ms(d - x) / I \leq \sigma_s'$$



$$\sigma_s = 15 * 2.33 * 10^4 (10 - 3.11) / 4356.57 = 352 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 352 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

3/Vérification de La Flèche:

$$*/ h/lx \geq 1/22.5$$

$$h/lx = 12/270 = 0,044 ; 1/22,5 = 0,044$$

$$h/lx = 0,044 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$*/ h/lx \geq Mt/20\text{Max}$$

$$h/lx = 12/270 = 0,044 ; Mt/20\text{Max} = 0,85 \text{ Max}/20\text{Max} = 0,0426 \dots\dots \text{CV}$$

$$*/ A/b * d \leq 2/fe$$

$$A/b * d = 4,71/100 * 10 = 0,004 ; 2/fe = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées _____ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

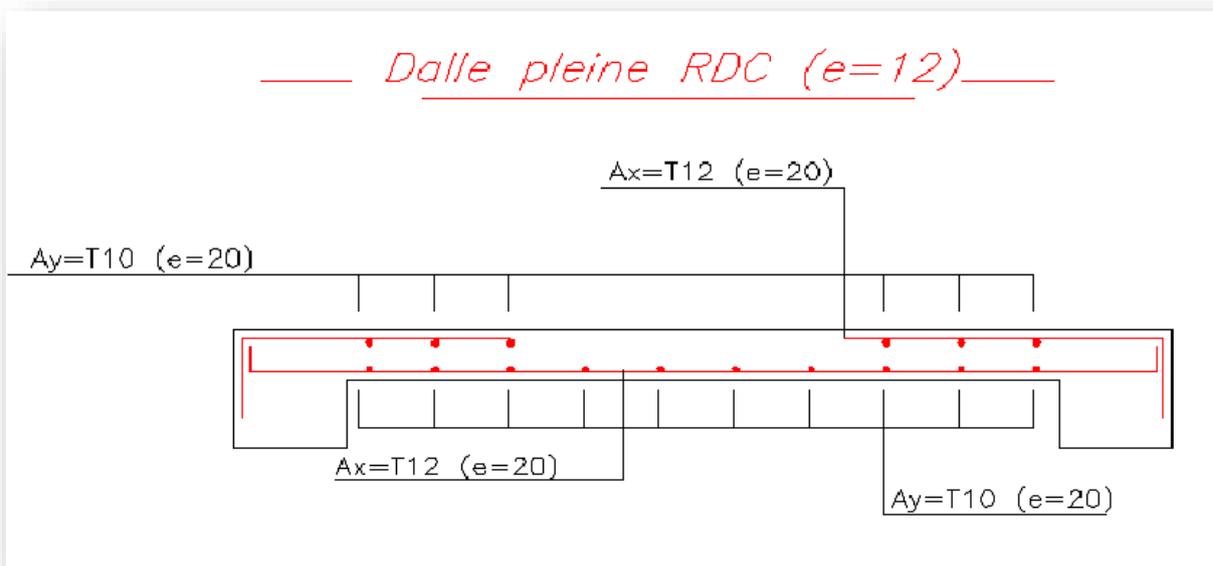


FIGURE I.18 Schéma de Ferrailage dalle pleine RDC(e= 12)



V.1.5 .ETUDE DE LA DALLE MACHINE:

1/Définition de l'Ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieur à 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU-75 1 type1**.

Classe1: Ascenseur destiné au transport des personnes.

a/Caractéristiques:

- Charges Nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse Nominale.

b/Définitions Techniques:

a) Cabine:

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

b) Référence:

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieur:

- Longueur: **1.10m**
- Hauteur: **2.23m**

c) Etrier:

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibratoire en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

d) Moteur:

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.



e) Régulateur de Vitesse:

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

f) Contre poids:

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de **40-50%** de la charge utile.

g) Amortisseurs:

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes sont dépassés.

2/Caractéristique de l'Ascenseur:

- Capacité: 8Personnes.
- Vitesse: 0.65 ou 1m/s.
- Charge nominale: 630Kg.

A. Dimensionnement de la dalle machine:

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: **e = 25cm.**

3/Calcul des Charges Sollicitant la Dalle:

*Poids de la machine: **C = 844 Kg**

*Charge Nominale: **P = 630 Kg**

*Le poids du centre poids: **Q = C+0,45.P = 844+0,45(630) = 1127,5 Kg.**

A. Dimensionnement de la force d'inertie:

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2-Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.
- 3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

B. Force d'inertie:



On néglige:

- Le poids de la poulie.
- Les frottements dans les câbles.

D'après le principe de la dynamique on a:

$$\sum F = m \cdot \gamma$$

$$(C + P) - T_1 = (M_c + M_p) \gamma \dots \dots \dots (1)$$

$$Q - T_2 = -m_Q \cdot \gamma \dots \dots \dots (2)$$

C. Le poids de la poulie est négligeable:

$$\sum M/0 = 0 \quad T_1 \cdot R = T_2 \cdot R \quad T_1 = T_2 = T$$

$$(1) = (2): (C+P) - Q = (m_c + m_p + m_q)$$

Donc: $\gamma = \frac{C+P - Q}{m_c + m_p + m_q}$
 $= \frac{844 + 630 - 1127,5}{84,4 + 63 - 112} = 1,33 \text{ m/s}^2$

La force d'inertie est donnée par:

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T_1 = Q + m_q \cdot \gamma = 1127,5 + 1127,5 \cdot 1,33 = 12774,46 \text{ Kg}$$

$$F_i = 2T_1 = 2(12774,46) = 25548,92 \text{ Kg}$$

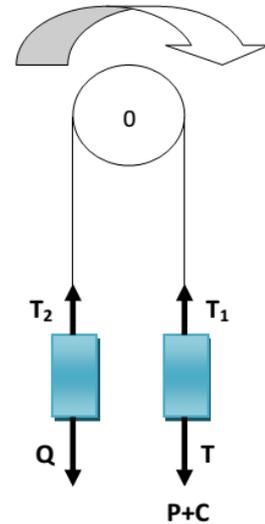


Figure I.19 : de la dalle machine

D. Calcul de la Force Additionnelle Perturbatrice Provenant de l'Excitation de l'Effet Dynamique:

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre.

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est -à-dire pour un déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot D_{max}$$

$$\text{Avec } D_{max} = 31,62m$$

$$W = (844 + 630) \cdot 31,62 = 46607,88 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique $D = 2$.

$$F_p = D (p + C) = 2(630 + 844) = 2948 \text{ Kg.}$$



E. Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie:

- Poids de la machine..... C = 844 Kg
- Charge nominale utile P = 630 Kg
- La force d'inertie Fi = 2554,92 Kg
- La force additionnelle perturbatrice.....Fp = 2948 Kg
- Le poids de contrepoids F= C+0,45P = 1127,5 Kg
- Poids de la machine.....C' = 4590 Kg

F. Evaluation de la Charge Permanente:

- Dalle en béton $0,25*2500 = 625$
- Forme de pente médachape "A" $0,03*2000 = 60$
- Isolation phonique $0,04*400 = 16$
- Mortier de pose $0,03*2000 = 60$
- Revêtement dallage $0,02*2200 = 44$
- **G = 799 Kg/m²**

NB:

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

G. Charge d'exploitation:

$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

4/Calcul de la Dalle:

➤ **ELU:**

$Lx = 2.1 \text{ m}$

$Ly = 2.5 \text{ m}$

-Charge répartie: $C = 4590/2,4*2,7$
 $= 708,333 \text{ Kg/m}^2$

-Charge permanente: $G + C = 799 + 708,333 = 1507,333 \text{ Kg/m}^2$

-Charge totale répartie sollicitant la dalle:

$qu = 1,35G + 1,5Q + (Fi + Fp/S + C + G)$

$qu = 1,35(799) + 1,5(100) + (2554,92 + 2948/2,4*2,7 + 708,333 + 799)$



$$q_u = 3.58 \text{ t/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$q_s = (F_i + F_p/S + C + G) = (2554,92 + 2948/2,4 * 2,7 + 708,333 + 100 + 799)$$

$$q_s = 2.45 \text{ t/m}^2$$

4-a/Calcul des Moments: D'après B.A.E.L 91:

$$\alpha = L_x/L_y = 2.4/2.7 = 0,88 > 0,4 \quad \text{La dalle porte suivant les deux sens.}$$

➤ **ELU:**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

$$- M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$- M_y = \mu_y * M_x$$

$$\rho = 0,88 \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

➤ **Moments Isostatiques:**

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0476 * 3,58 * (2,4)^2 = 0,98 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,7438 * 0,98 = 0,72 \text{ t.m}$$

➤ **Moments de Ferrailage:**

Sens-X:

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,98 = 0,735 \text{ t.m.}$

- Moment en appuis: $M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,98 = 0,49 \text{ t.m.}$

Sens-Y:

- Moment en travée: $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,72 = 0,54 \text{ t.m.}$

- Moment en appuis: $M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,72 = 0,36 \text{ t.m.}$

4-b/Ferrailage de la Dalle:

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.



On a: $c = h/10 = 25/10 = 2,5\text{cm}$ on prend: $c = 3\text{cm}$.

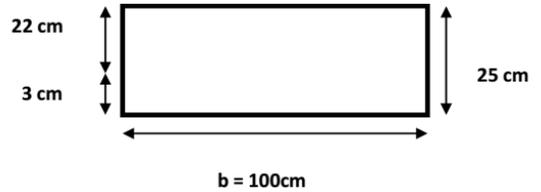
Sens-X:

A-En travée : $M_{tx} = 0,735 \text{ Tm}$; $d = 22\text{cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = M_{tx}/b * d^2 * f_c = 0,735 * 10^5 / 100 * (22)^2 * 142 = 0,010$$

$< 0,1$

$$A_s = M_{tx}/d * b * f_e = 0,735 * 10^5 / 100 * 22 * 400 = 0,08 \text{ cm}^2$$



➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 22 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 = 4,71 cm²

- **Espacement:**

$$S_t = 100/(n-1) = 100/5 \quad S_t = 20 \text{ cm}.$$

B- En Appuis : $Max = 0,49 \text{ t.m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = Max/b * d^2 * f_c = 0,49 * 10^5 / 100 * (22)^2 * 142 = 0,007 < 0,1$$

$$A_s = M_{ax}/d * b * f_e = 0,49 * 10^5 / 100 * 22 * 400 = 0,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 = 4,71 cm²

- **Espacement:** $S_t = 100/(n-1) = 100/5 \quad S_t = 20 \text{ cm}.$

Sens-Y:

A-En travée: $M_{ty} = 0,54 \text{ t.m}$; $d = 22\text{cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = M_{ty}/b * d^2 * f_c = 0,54 * 10^5 / 100 * (22)^2 * 142 = 0,007 < 1$$

$$A_s = M_{ty}/d * b * f_e = 0,54 * 10^5 / 100 * 22 * 400 = 0,06 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA10 = 3,93 cm²

- **Espacement:** $S_t = 100/(n-1) = 100/4 \quad S_t = 25 \text{ cm}.$

b- En Appuis: $May = 0,36 \text{ Tm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = May/b * d^2 * f_c = 0,36 * 10^5 / 100 * (22)^2 * 142 = 0,005 < 0,1$$



$$A_s = M_{ay/d} * b * f_e = 0,36 * 10^5 / 100 * 22 * 400 = 0,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1 / 400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA10 = 3,93 cm²

– **Espacement:** $St = 100 / (n-1) = 100 / 4 \quad St = 25 \text{ cm.}$

4-c/Vérification à l'ELS:

$$V = 0,2 ; \rho = 0,88 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{array} \right.$$

➤ **Moments Isostatiques:**

$$M_x = \mu_x * q_s * Lx^2 = 0,0546 * 2,45 * (2,4)^2 = 0,77 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,8216 * 0,77 = 0,63 \text{ t.m.}$$

➤ **Moments de Ferrailage:**

Sens-X:

– Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,77 = 0,577 \text{ t.m.}$

– Moment en appuis: $M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,77 = 0,385 \text{ t.m.}$

Sens-Y:

– Moment en travée: $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,63 = 0,47 \text{ t.m.}$

– Moment en appuis: $M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,63 = 0,31 \text{ t.m.}$

4-d /Vérification des Contraintes:

En travée:

$$M_s = 0,577 \text{ Tm} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre:

$$b. x^2/2 + 15. A_s. x - 15. A_s. d = 0$$

$$50x^2 + 15(3,14) x - 15(3,14).22 = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4. (A). (C) \quad \sqrt{\Delta} = 457,666$$

$$X1 = -B - \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 - 457,666 / 2 * 50 = -5,04 \text{ cm.}$$

$$X2 = -B + \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 + 457,666 / 2 * 50 = 4,1 \text{ cm.}$$



- **Moments d'Inertie:**

$$I = b \cdot x^3/3 + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = 100 \cdot (4,1)^3/3 + 15 \cdot 3 \cdot 14(22 - 4,1)^2 = 17388,67 \text{ cm}^4$$

***/Béton:**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot x/I \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,385 \cdot 10^5 \cdot 4,1/17388,67 = 9,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 9,07 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

***/Acier:**

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d - x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,385 \cdot 10^5 \cdot (22 - 4,1)/17388,67 = 594,481 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 594,481 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

3-e /Justification de l'Effort Tranchant:

$$VU = q_u \cdot L_x \cdot L_y/2L_y + L_x = 3,58 \cdot 2,4 \cdot 2,7/2 + 2,4 = 2,97 \text{ t. m}$$

$$\tau U = VU/b \cdot d = 2,97 \cdot 10^3/100 \cdot 22 = 1,35 \text{ Kg/cm}^2 = 0,135 \text{ Mpa.}$$

$$\tau U = 0,07 \cdot f_c/1,5$$

$$\tau U = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau U = 0,135 \text{ Mpa} \leq \tau U = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

3-f /Justification de la Flèche: On doit vérifier les conditions suivantes:

$$1) -h/L \geq M_t/20 \cdot M_x \quad 0,25/2,4 = 0,10 > 0,375 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$2) -A/b \cdot d \leq 2f_e \quad 0,002 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

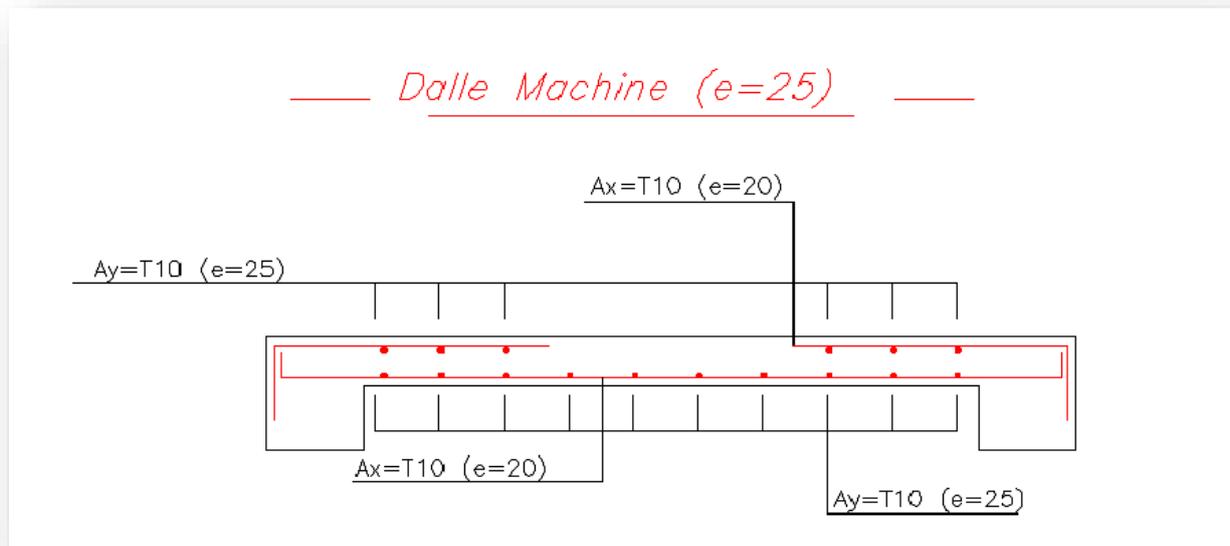


Figure I.20 Schéma de Ferrailage:



VI .1 . Etude Sismique:

VI .1 .1.Introduction :

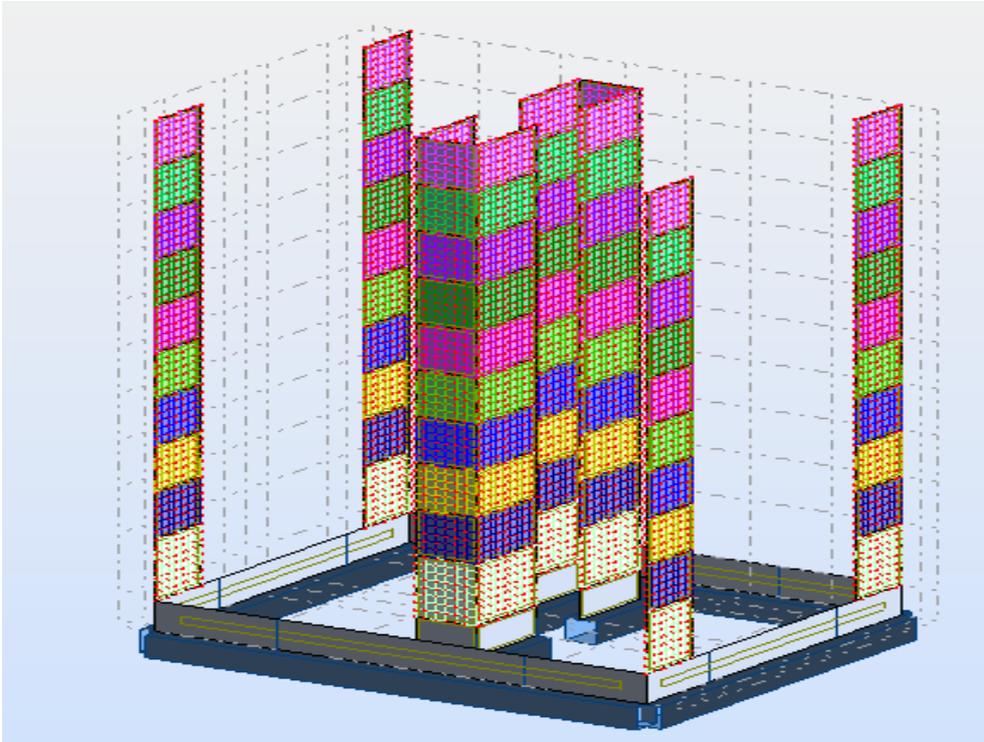
Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

VI .1 .2.Présentation du Logiciel ROBOT :

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en **2D ou 3D** composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. -Saisie graphique **2D et 3D** -Calcul de structure (**RDM**) -Neige et vent, combinaisons automatique -Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

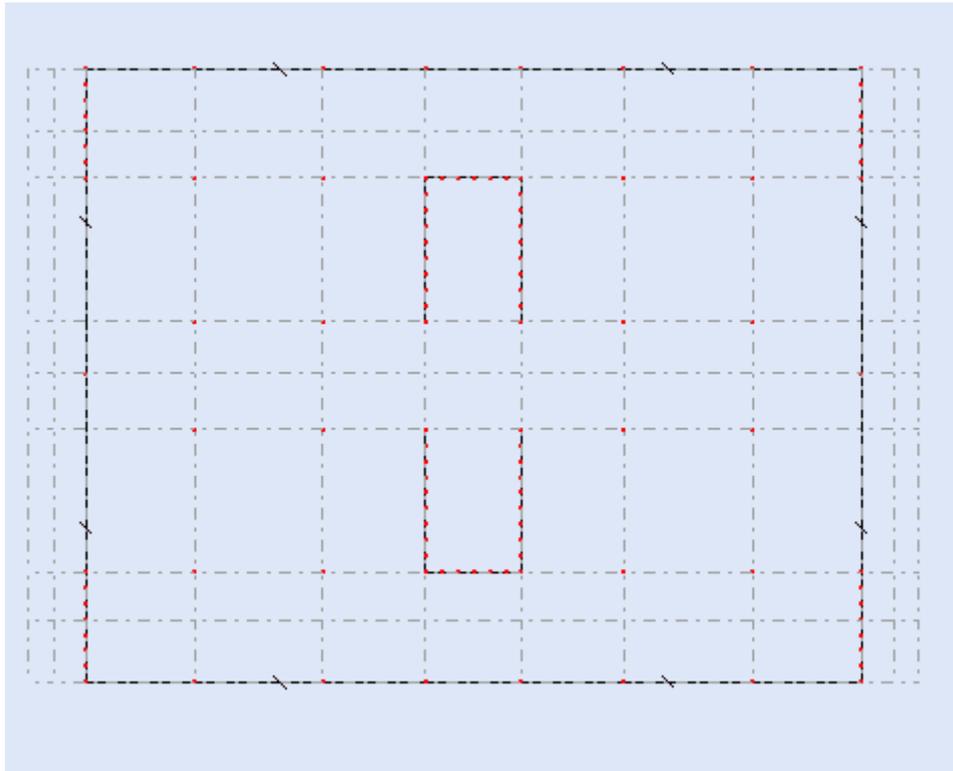


VI .1 .3.1.Système de Contreventement:

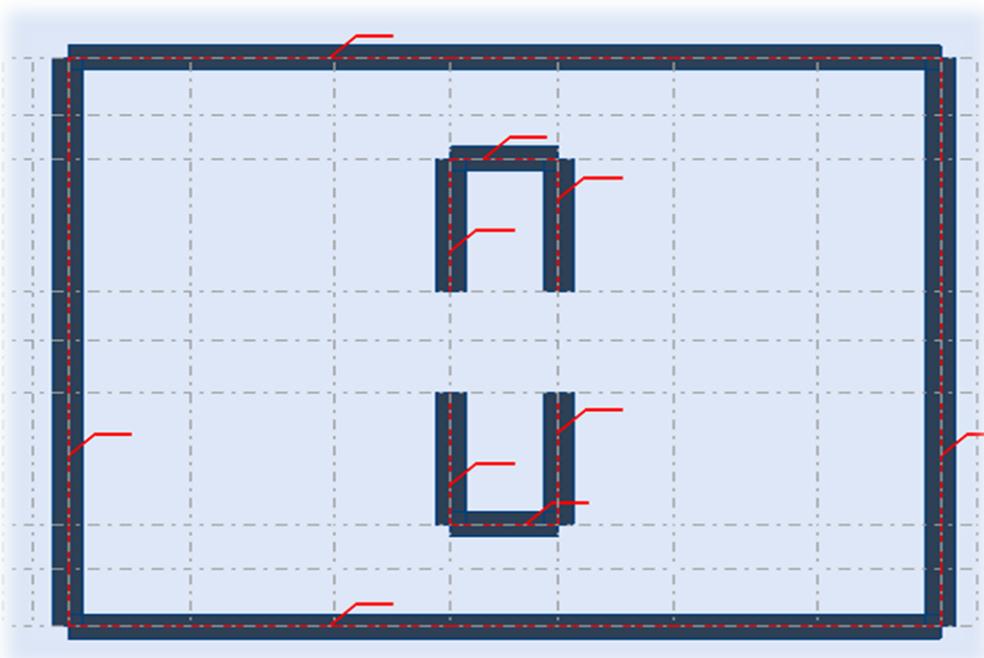


VI .1 .3.2 ;Disposition des Voiles :

1. Niveau = 0,00 m:



2. Niveau = -2,00 m:





1. Objective de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de la détermination des ses caractéristiques dynamiques propre, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non –amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme ;

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très, fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

2. Choix de la Méthode de Calcul:

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3. Conditions d'Application de la Méthode Statique Equivalente:

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au **chapitre III**, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en **zones I et II** et à **30m en zones III**.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes

Zone II -a :

- ✓ Groupe d'usage 3.
- ✓ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II-b et III :

- ✓ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.



- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

On utilise la **Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigées par **RPA99 version 2003** car $h = 31,62m < 65m$ (zone II-a).

- ✓ La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.
- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation **situé à ANNABA (Zone II-a)**, Il sera classé en **groupe d'usage 2**.

Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (**RPA99 version 2003**), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux).
- ✓ **Catégorie S2** (site ferme).
- ✓ **Catégorie S3** (site meuble).
- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble).

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau VI.1 : Classification du Site



Classification des Sites

Notre structure est située dans un site de catégorie **S2**.

4. La Méthode Statique Equivalente:

1. Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

2. Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

3. Coefficient d'Accélération de Zone A:

Le coefficient d'accélération de zone, A , est donné par le **Tableau 2) des RPA 99/Ver.2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour un ouvrage du

groupe usage 2en Zone II-a on a :

$$A = 0,15.$$



Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau VI.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A)

3.1. **D : facteur d'amplification dynamique moyen,**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par **Tableau 3**

Le facteur **D** est par ailleurs donné sous forme graphique à la **figure (4.1)** pour un amortissement $\xi = 5\%$

• η : **Facteur de correction d'amortissement**

donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau



Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

✓ **Calcule de η : facteur de correction d'amortissement :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ

4. Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs des la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI. 3 : Valeurs de ξ (%)

***/Ouvrage en B.A avec voiles, Remplissage léger $\xi = 10\%$**

✓ **Calcule de η : facteur de correction d'amortissement :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2+10}}$$

Donc ; **0,76 > 0.7**vérifier

***/Périodes Caractéristiques T1; T2 :**

On a pour un site meuble (S3) **T2 = 0,4 sec, T1 = 0,15 sec.**

5. Coefficient de Comportement Global de la Structure R:



Les valeurs du coefficient du **comportement R** sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon **le tableau 4 des RPA99/version 2003**, pour un système de contreventement **Mixte portiques/voiles avec interaction R=5**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau VI .4 : valeurs du coefficient de comportement R

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction



La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (4-4)

P.q. est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au **tableau 5**

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau (VI .5): valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

- ⇒ **Régularité en élévation**
- ⇒ **Contrôle de la qualité des matériaux**
- ⇒ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Donc :

$$P_q = 0.05 + 0.05 + 0.1 = 0.2 \quad \Longrightarrow \quad Q = P_q + 1 = 1.2$$

Donc on trouve ; Q = 1.2



6. Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \left[C_T h_N^{3/4}, \quad T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

• h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au

Dernier niveau (N).

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VI.6 : valeurs du coefficient C_T

$T = C_T h_N^{3/4}$ Avec :

• h_N = hauteur de notre structure = **31.62 m**

• C_T = notre structure assuré partiellement par des voile en béton armé : **$C_T = 0.05$**



7. Estimation de la période fondamentale :

$$T = 0,05 * 31,61^{3/4} = 0,66 \text{ sec}$$

Périodes:

$$T = \frac{0,09 \text{ hN}}{\sqrt{D}}$$

Sens x:

$$h_n = 31,62 \text{ m. } D_x = 26 \text{ m}$$

$$T (/x) = \frac{0,09 \text{ hN}}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 * 31,62}{\sqrt{26}} = 0,55 \text{ sec}$$

Sens-y:

$$h_n = 31,62 \text{ m. } D_y = 19 \text{ m}$$

$$T (/y) = \frac{0,09 \text{ hN}}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 * 31,62}{\sqrt{19}} = 0,65 \text{ sec}$$

Facteur d'Amplification D:

Sens-x:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times (0,4/0,55)^{2/3}$$

$$D (/x) = 1,539$$

Sens-y:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times (0,4/0,65)^{2/3}$$

$$D (/y) = 1,379$$

***/Poids Total de la Structure:**

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLENIUM

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = W G_i + \beta W Q_i$.



$W_G(i)$: Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

$W_Q(i)$: Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta = 0,2$.

Donc ; $W_i = 1977,57 \text{ T}$

***/Calcul de la Force sismique Totale :**

Sens-x:

$$- V_x = A.Q.D_x W/R = 0,15 * 1,539 * 1,20 * 1977,57 / 5 = 109,56 \text{ t}$$

Sens-y:

$$- V_y = A.Q.D_y W/R = 0,15 * 1,379 * 1,2 * 1977,57 / 5 = 98,17 \text{ t}$$

7-8/ la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

* Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium.



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
3/ 1	1,79	0,56	73,00	0,00	0,0	73,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 2	2,24	0,45	73,01	0,00	0,0	0,01	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 3	2,40	0,42	73,01	68,45	0,0	0,00	68,45	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 4	6,58	0,15	90,70	68,45	0,0	17,69	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 5	9,30	0,11	90,70	68,45	0,0	0,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 6	10,68	0,09	90,70	88,54	0,0	0,00	20,09	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 7	13,37	0,07	96,05	88,54	0,0	5,34	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 8	20,55	0,05	98,07	88,54	0,0	2,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 9	20,83	0,05	98,09	88,54	0,0	0,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
3/ 10	24,31	0,04	98,09	95,27	0,0	0,00	6,72	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 1	1,79	0,56	73,00	0,00	0,0	73,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 2	2,24	0,45	73,01	0,00	0,0	0,01	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 3	2,40	0,42	73,01	68,45	0,0	0,00	68,45	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 4	6,58	0,15	90,70	68,45	0,0	17,69	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 5	9,30	0,11	90,70	68,45	0,0	0,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 6	10,68	0,09	90,70	88,54	0,0	0,00	20,09	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 7	13,37	0,07	96,05	88,54	0,0	5,34	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 8	20,55	0,05	98,07	88,54	0,0	2,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 9	20,83	0,05	98,09	88,54	0,0	0,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
4/ 10	24,31	0,04	98,09	95,27	0,0	0,00	6,72	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 1	1,79	0,56	73,00	0,00	0,0	73,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 2	2,24	0,45	73,01	0,00	0,0	0,01	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 3	2,40	0,42	73,01	68,45	0,0	0,00	68,45	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 4	6,58	0,15	90,70	68,45	0,0	17,69	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 5	9,30	0,11	90,70	68,45	0,0	0,00	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 6	10,68	0,09	90,70	88,54	0,0	0,00	20,09	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 7	13,37	0,07	96,05	88,54	0,0	5,34	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 8	20,55	0,05	98,07	88,54	0,0	2,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 9	20,83	0,05	98,09	88,54	0,0	0,02	0,00	0,0	1977,57	1977,57	0,0
5/ 10	24,31	0,04	98,09	95,27	0,0	0,00	6,72	0,0	1977,57	1977,57	0,0

Tableau VI .7 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

***/ Vérification de la Période :**

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

1,3 T Théorique ≥ T Calculé

T Théorique = 0.05 x ht^{3/4} = 0,05 x 31,62^{3/4} = 0.66 sec.

T Calculé = 0,58 sec.

1,3 x T Théorique = 1,3 x 0.66 = 0.858sec.

Donc : 0.858 sec ≥ 0, 58 sec La condition est vérifiée.



7-9/l'Effort Sismique à la Base de la Structure :

-Résultat des Forces Dynamique:

Ex:

Cas	4 - E_X					
Mode CQC						
Somme totale	117,52	86,41	1181,78	17,03	74,84	0,67
Somme réactions	117,39	0,01	0,00	0,16	2551,15	1148,98
Somme efforts	117,39	0,01	0,0	0,16	2551,16	1148,98
Vérification	234,78	0,02	0,00	0,32	5102,31	2297,95
Précision	2,14370e-004	8,14719e-005				

Ey

Cas	5 - E_Y					
Mode CQC						
Somme totale	17,06	147,61	1250,88	53,43	8,64	0,12
Somme réactions	0,01	146,10	0,00	3202,76	0,18	1768,07
Somme efforts	0,01	146,10	0,0	3202,80	0,18	1768,06
Vérification	0,01	292,21	0,00	6405,56	0,35	3536,13
Précision	2,13386e-004	8,14719e-005				

-/D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT»

$V_x \text{ dyn} = 117,53 \text{ t}$

$V_y \text{ dyn} = 147,61 \text{ t}$

$0.8 \times V_x \text{ sta} = 0.8 \times 109.56 = 87.64 \text{ t}$

$0.8 \times V_y \text{ sta} = 0.8 \times 98.17 = 78,53 \text{ t}$

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$

$117,53 > 87.64$

$147,61 > 78.53$

La Condition est Vérifiée.

5. Vérification des Déplacements Latéraux:



Les déplacements horizontaux à chaque niveau « **k** » de la structure sont donné par le **RPA** dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

-Le **RPA (art 4-4-3)** donne également le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (**RPA art 5-10**)

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100}$$

Sens x-x :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ admissible (cm)
9	3,6	18	2	3,06
8	3,2	16	1.5	3,06
7	2,9	14.5	1.5	3,06
6	2,6	13	2.5	3,06
5	2,1	10.5	2.5	3,06
4	1,6	8	2	3,06
3	1,2	6	2	3.06
2	0,8	4	1.5	3.06
1	0,5	2.5	1.5	3.06
RDC	0,2	1	1	4,08

Tableau VI . 8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x :



Sens y-y :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ admissible (cm)
9	2,5	12.5	1.5	3,06
8	2,2	11	1.5	3,06
7	1,9	9.5	1.5	3,06
6	1,6	8	1.5	3,06
5	1,3	6.5	1.5	3,06
4	1,0	5	1.5	3,06
3	0,7	3.5	1.5	3,06
2	0,4	2	1	3,06
1	0,2	1	0.5	3,06
RDC	0,1	0,5	0.5	4,08

Tableau VI .9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y :

VI.2. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- **Sens longitudinal**



Niveau	P _k (t)	P _k cumulé	Δ _k (m)	V _k (t)	h _k (m)	θ
E9	217.5	217.5	0.036	27.20	3.06	0.09
E8	193.36	41.86	0.032	45.49	3.06	0.044
E7	193.36	604.22	0.029	59.77	3.06	0.030
E6	193.36	797.53	0.026	71.73	3.06	0.022
E5	193.36	990.94	0.021	81.91	3.06	0.016
E4	193.84	1184.3	0.016	90.74	3.06	0.011
E3	193.36	1377.33	0.012	98.29	3.06	0.007
E2	193.36	1571.02	0.008	104.47	3.06	0.004
E1	211.12	1782.14	0.005	110.08	3.06	0.0029
RDC	192.41	1974.55	0,002	113.62	4.08	0.0013

Tableau. V.10. Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale.

- Sens transversale**

Niveau	P _k (t)	P _k cumulé	Δ _k (m)	V _k (t)	h _i (m)	θ
E9	217.5	217.5	0.025	35.79	3.06	0.04
E8	193.36	41.86	0.022	59.30	3.06	0.023
E7	193.36	604.22	0.019	76.93	3.06	0.015
E6	193.36	797.53	0.016	91.47	3.06	0.011
E5	193.36	990.94	0.013	104.17	3.06	0.007
E4	193.84	1184.3	0.010	114.97	3.06	0.005
E3	193.36	1377.33	0.007	123.95	3.06	0.003
E2	193.36	1571.02	0.004	131.64	3.06	0.001
E1	211.12	1782.14	0.002	138.36	3.06	0.0009
RDC	192.41	1974.55	0.001	141.97	4.08	0.0003

Tableau. V.11. Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal.



On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

V.9. L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{1702.91 \times 10^3}{(50 \times 50) \times 10^2 \times 25} = 0,27 < 0,30 \quad \text{(C.V)}$$

-Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{886.65 \times 10^3}{(40 \times 40) \times 10^2 \times 25} = 0,22 < 0,30 \quad \text{(C.V)}$$

6. Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



VII.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

-1/Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables. La méthode de calcul est donnée sous forme d'organigramme (organigramme I, Annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

1-1/ Recommandation du RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

-1-2/Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considérés les portiques suivant les deux sens :

- Sens longitudinal.
- Sens transversal.

VII.1.FERRAILLAGES DES POUTRES

6-2/Ferrailages des Poutres Secondaires (30*35):

6-2-1//Ferrailage en Travée:



A-1/ SELON LA COMBINAISON G+Q-Ex (ELA) :

Mu = 4.32 tf.m b = 30cm h = 35 cm σb = 142 Kgf/cm² σs = 3480 Kgf/cm² d = 32 cm

$\mu = Mu / bd^2fc_{28}$

$\mu = 4.32 \cdot 10^5 / (30)(32)^2(142) = 0,101 < 0,392 \quad As' = 0$

D'après tableau:

$\alpha = 0,133$

$\beta = 0,946$

$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

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

$As = Mu / \beta d \sigma_s = 4.32 \cdot 10^5 / 0,946 \cdot 32 \cdot 3480 = 4.10 \text{ cm}^2$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Soit: **3HA14+2HA12**(As = 6.88 cm²).

$A_r = A/4 = 6.88/4 = 1.72 \text{ cm}^2$ **On adopte 4HA8 = 2,01 cm²**

***/Condition de Non Fragilité:**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot (2,1/400) = 1,15 \text{ cm}^2$

$As = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

A-2/Vérification à l'ELS:

Ms = 2.51 tf.m As = 6.88 cm²

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

$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A \cdot d) = 0$

$b x^2/2 + 15As \cdot x - 15As \cdot d = 0$

$30 x^2/2 + 15 \cdot 6.88 \cdot x - 15 \cdot 6.88 \cdot 32 = 0$

$15x^2 + 103,2 x - 3302,4 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 458,120$

X=11.83

***Moment d'Inertie:**

$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2$

$I = 58540,69 \text{ cm}^4$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$\sigma_b = Mts \cdot x/I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$

$\sigma_b = 2.51 \cdot 10^5 \cdot 11.83 / 58540,69 = 50.73 \text{ kg/m}^2$



$$\sigma_b = 50.73 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 2.51 * 10^5 (32 - 11.83) / 58540,69 = 1297.77 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1297.77 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

B/Ferrailage en Appui:

B-1/ SELON LA COMBINAISON G+Q+Ex (ELA) :

$$\mathbf{Mu = 5.75 \text{ tf.m} \quad b = 30\text{cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad \sigma_b = 142 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \sigma_s = 3480 \text{ Kgf/cm}^2 \quad d = 32 \text{ cm}}$$

$$\mu = Mu / bd^2 f_{c28}$$

$$\mu = 5.75 * 10^5 / (30)(32)^2 (142) = 0.131 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,176$$

$$\beta = 0,929$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 5.75 * 10^5 / 0,929 * 32 * 3480 = 5.55 \text{ cm}^2$$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 0,005 * 30 * 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit: **3HA14+2HA12** ($A_s = 6.88 \text{ cm}^2$).

$$A_r = A/4 = 6.88/4 = 1.72 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

***/Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/f_e) = 0,23 * 30 * 32 * (2,1/400) = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

B-2/Vérification à l'ELS:

$$\mathbf{Ms = 3.63 \text{ tf.m} \quad A_s = 6.88 \text{ cm}^2}$$

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

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$30 x^2 / 2 + 15 * 6.88 * x - 15 * 6.88 * 32 = 0$$

$$15x^2 + 103,2 x - 3302,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 458,120$$

$$\mathbf{X = 11.83}$$



***/Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2$$

$$I = 58540,69 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x/I \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 3.63 * 10^5 * 11.83/58540,69 = 73.53 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 73.53 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x)/I \leq \sigma_{s'}$$

$$\sigma_s = 15 * 3.63 * 10^5 (32 - 11.83) / 58540,69 = 1876.05 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_{s'} = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1876.05 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{s'} = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

***/Vérification de la Flèche:**

$$1) -h/L \geq 1/16 \quad 35/400 = 0,087 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$2) -A/b * d \leq 4,2/Fe \quad 6,88/30 * 35 = 0,0065 \leq 4,2/Fe = 0,011 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$3) -h/L \geq Mt/10M_0 \quad 0,08 = 0,08 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-Vérification de la Contrainte Tangentielle:

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$T_u = 5.17 \text{ t} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$\tau = T_u/b * d \quad \tau = 5.38 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

***/Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (28,8 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 28,8 \text{ cm} \quad St = 25 \text{ cm.}$$

***/Vérification selon RPA:**

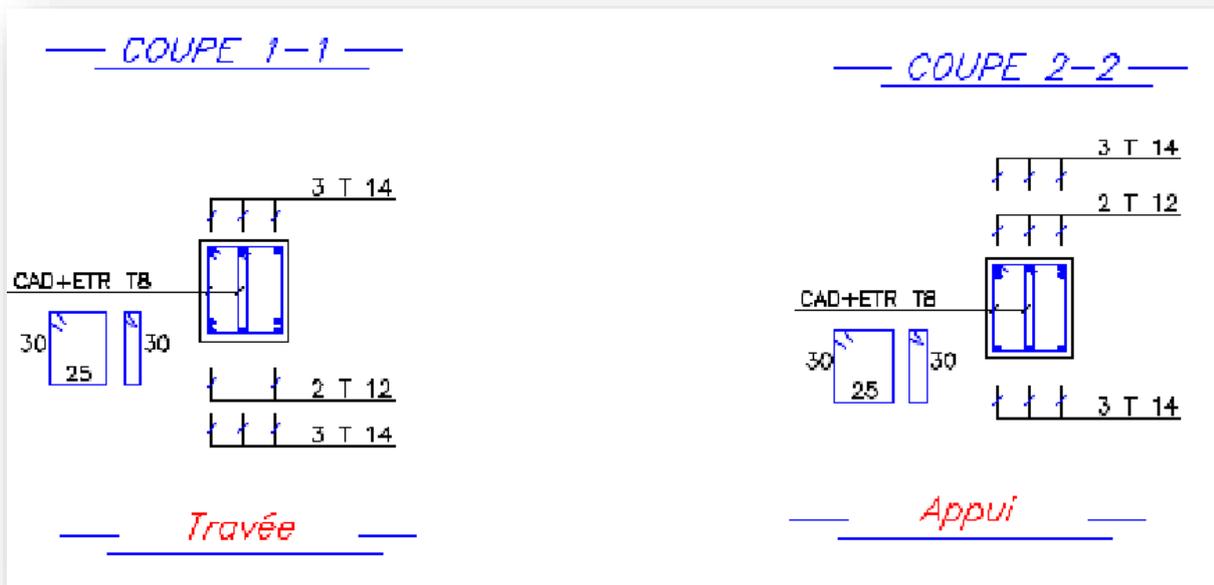
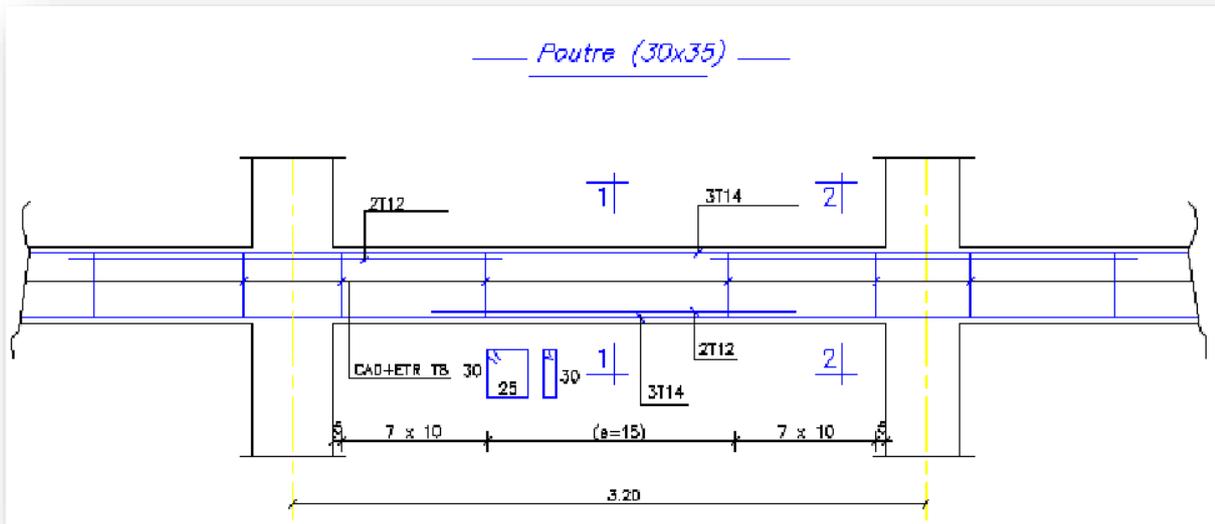
-Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 8,75 \quad St = 8 \text{ cm.}$$

-Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 35/2 = 17,5 \quad St = 15 \text{ cm}$$

6-2-2//Schéma de Ferrailage:



6-3/Ferrillages des Poutres Principales (30*40)travée :

6-3-1/Ferrillage en travée:

A-1/ SELON LA COMBINAISON 1.35G+1.5Q (ELA) :

Mu = 4.13 tf.m b = 30cm h =40 cm σb = 142 Kgf/cm² σs = 3480 Kgf/cm² d = 37 cm

$$\mu = Mu / bd^2fc_{28}$$

$$\mu = 4.13 \cdot 10^5 / (30)(37)^2(142) = 0,072 < 0,392 \quad As' = 0$$



D'après tableau:

$$\alpha = 0,094$$

$$\beta = 0,9626$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 4.13 \cdot 10^5 / 0,9626 \cdot 37 \cdot 3480 = 3.42 \text{ cm}^2$$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Soit: **3HA14+3HA12** ($A_s = 8.01 \text{ cm}^2$).

$$A_r = A/4 = 8.01/4 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

***/Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_t / 28 / f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2,1 / 400) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

A-2/Vérification à l'ELS:

$$\mathbf{M_s = 2.44 \text{ tf.m} \quad A_s = 8.01 \text{ cm}^2}$$

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

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A \cdot d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$$

$$30 x^2 / 2 + 15 \cdot 8.01 \cdot x - 15 \cdot 8.01 \cdot 37 = 0$$

$$15x^2 + 120,15 x - 4445,55 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 530,25$$

$$\mathbf{X_1 = 13,67 \text{ cm.}}$$

***Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s (d - x)^2$$

$$I = 90941,28 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 2.44 \cdot 10^5 \cdot 13.67 / 90941,28 = 36.67 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 36.67 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ts}(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 2.44 \cdot 10^5 (37 - 13.67) / 90941,28 = 938.93 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$



$\sigma_s = 938.93 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{s2020} = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

B/Ferrailage en Appui:

B-1/ SELON LA COMBINAISON G+Q+Ex (ELA) :

Mu = 6.41tf.m b = 30cm h = 40 cm $\sigma_b = 142 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_s = 3480 \text{ Kg/cm}^2$ d = 37 cm

$\mu = Mu / bd^2fc_{28}$

$\mu = 6.41 \cdot 10^5 / (30)(37)^2(142) = 0,112 < 0,392 \quad A_{s'} = 0$

D'après tableau:

$\alpha = 0,149$

$\beta = 0,940$

$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

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

$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 6.41 \cdot 10^5 / 0,940 \cdot 37 \cdot 3480 = 5.29 \text{ cm}^2$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$

Soit: **3HA14 + 3HA14** ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$).

$A_r = A/4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2$ **On adopte 5HA8 = 2.51 cm²**

***/Condition de Non Fragilité:**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2,1/400) = 1,35 \text{ cm}^2$

$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

$A_r = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

B-2/Vérification à l'ELS:

Ms = 5.72tf.m As = 9.24cm²

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

$b x^2/2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A \cdot d) = 0$

$b x^2/2 + 15As \cdot x - 15As \cdot d = 0$

$30 x^2/2 + 15 \cdot 9.24 \cdot x - 15 \cdot 9.24 \cdot 37 = 0$

$15x^2 + 138,6 x - 5128,2 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 571,75$

X_I = 14,43 cm

***/Moment d'Inertie:**

$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2$

$I = 100650,37 \text{ cm}^4$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**



$$\sigma_b = Mts * x/I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 5.72 * 10^5 * 14.43 / 100650,37 = 82.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 82.00 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * Mts(d-x)/I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 5.72 * 10^5 (37 - 14.43) / 100650,37 = 1923.81 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 1923.81 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

***/Vérification de la Flèche:**

$$1) -h/L \geq 1/16 \quad 40/400 = 0,1 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$2) -A/b * d \leq 4,2/Fe \quad 9.24/30 * 40 = 0,0077 \leq 4,2/Fe = 0,011 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$3) -h/L \geq Mt/10M_0 \quad 0,08 = 0,08 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-Vérification de la Contrainte Tangentielle:

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$Tu = 9.45 \text{ t} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau = Tu/b * d \quad \tau = 8.51 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

***/Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (33.3 ; 40 \text{ cm}) .$$

$$St \leq 33.3 \text{ cm} \quad St = 30 \text{ cm} .$$

***/Vérification selon RPA:**

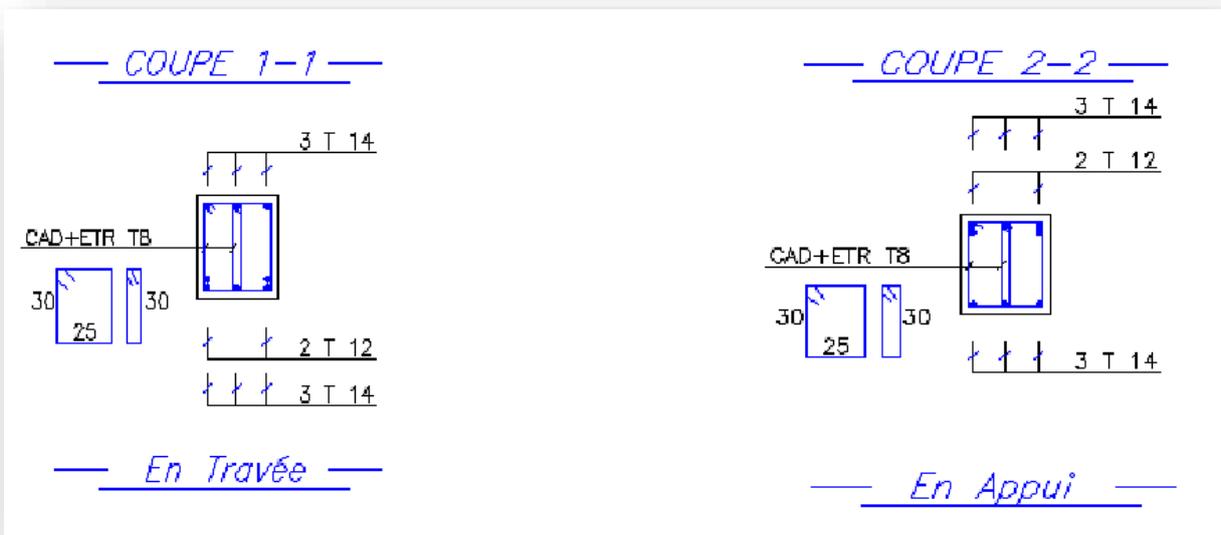
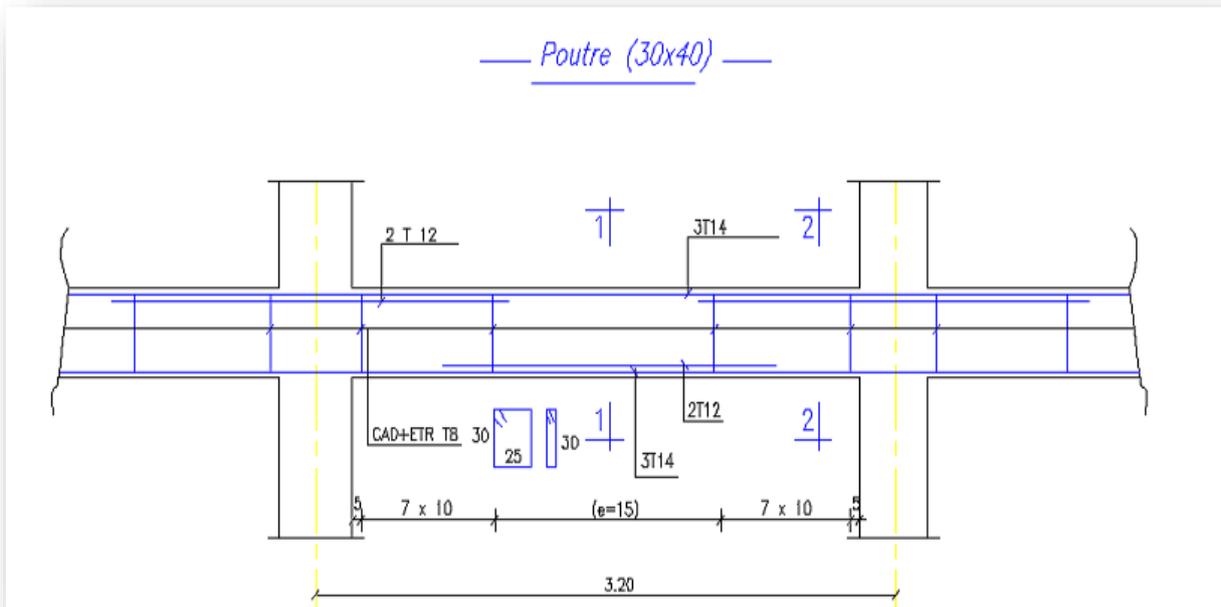
-Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 10 \quad St = 10 \text{ cm} .$$

-Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 40/2 = 20 \quad St = 15 \text{ cm}$$

6-3-2//Schéma de Ferrailage:





6-4/Ferrailages des Poutres Principales (30*55)travée(6,12m):

6-4-1/Ferrailage en travée:

A-1/ SELON LA COMBINAISON 1.35G+1.5Q (ELU) :

Mu = 5.36 tf.m b = 30cm h = 55 cm σb = 142 Kgf/cm² σs = 3480 Kgf/cm² d =52 cm

$\mu = Mu / bd^2fc_{28}$

$\mu = 5.36 \cdot 10^5 / (30)(52)^2(142) = 0,046 < 0,392 \quad As' = 0$

D'après tableau:

$\alpha = 0,058$

$\beta = 0,976$

$\mu = 0.186 \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

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

$As = Mu / \beta d \sigma_s = 5.36 \cdot 10^5 / 0,976 \cdot 52 \cdot 3480 = 3.03 \text{ cm}^2$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 55 = 8,25 \text{ cm}^2$

Soit: **5HA16** ($As = 10.05 \text{ cm}^2$).

$A_r = A/4 = 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2$ **On adopte 6HA8 = 3.02 cm²**

***/Condition de Non Fragilité:**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_t / 28 / f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 52 \cdot (2,1 / 400) = 1,88 \text{ cm}^2$

$As = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

$A_r = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

A-2/Vérification à l'ELS:

Ms = 3.79 tf.m As = 10.05 cm²

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

$b x^2 / 2 + 15(As + As')x - 15 (As'c' + A \cdot d) = 0$

$b x^2 / 2 + 15As \cdot x - 15As \cdot d = 0$

$30 x^2 / 2 + 15 \cdot 10.05 \cdot x - 15 \cdot 10.05 \cdot 52 = 0$

$15x^2 + 150,75 x - 7839 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 702,18$

X=18.38cm

***/Moment d'Inertie:**

$I = bx^3 / 3 + 15As (d - x)^2$

$I = 232485,513 \text{ cm}^4$



***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 3.79 * 10^5 * 18.38 / 232485,513 = 29.96 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 29.96 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 3.79 * 6.82 * 10^5 (52 - 18.38) / 232485,513 = 822.23 \text{ kg/m}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_s = 822.23 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

B/Ferrailage en Appui:

B-1/ SELON LA COMBINAISON G+Q+Ey (ELA) :

$$M_u = 18.58 \text{ tf.m} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm} \quad \sigma_b = 142 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \sigma_s = 3480 \text{ Kgf/cm}^2 \quad d = 52 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 18.58 * 10^5 / (30)(52)^2(142) = 0,161 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,221$$

$$\beta = 0,9112$$

$$\mu = 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 18.58 * 10^5 / 0,9112 * 52 * 3480 = 11.29 \text{ cm}^2$$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 0,005 * 30 * 55 = 8,25 \text{ cm}^2$$

Soit: **6HA16** ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$).

$$A_r = A / 4 = 12.06 / 4 = 3.01 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2}$$

***/Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 30 * 52 * (2,1 / 400) = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$A_r = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

B-2/Vérification à l'ELS:

$$M_s = 10.94 \text{ tf.m} \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

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

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$30 x^2 / 2 + 15 * 12.06 * x - 15 * 12.06 * 52 = 0$$



$$15x^2 + 180,9 x - 9406,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 772,67$$

$$X = 19,73 \text{ cm}$$

***/Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2$$

$$I = 265184,28 \text{ cm}^4$$

***/Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x/I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 10.94 * 10^5 * 19.73 / 265184,28 = 81.39 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 81.39 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x)/I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 10.94 * 10^5 (52 - 19.73) / 265184,28 = 1996.91 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 1996.91 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/m}^2$$

***/Vérification de la Flèche:**

$$1) -h/L \geq 1/16 \quad 55/612 = 0,08 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$2) -A/b * d \leq 4,2/Fe \quad 12.05/30 * 55 = 0,0073 \leq 4,2/Fe = 0,011 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$3) -h/L \geq Mt/10M_0 \quad 0,08 = 0,08 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

***/Armature de Peau:**

Selon le B.A.E.L:

$$H \geq 2(h - f_e/10) \quad H \geq 2(55 - 400/10) \quad H \geq 30 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{peau}} \geq 3 (2b + 2h) \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$A_{\text{peau}} \geq 3 (2 * 0,3 + 2 * 0,55) = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{\text{peau}} = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la Contrainte Tangentielle:

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$T_u = 15.39 \text{ t} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 52 \text{ cm}$$

$$\tau = T_u/b * d \quad \tau = 9.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

***/Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (46,8 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 46,8 \text{ cm} \quad St = 45 \text{ cm.}$$

***/Vérification selon RPA:**



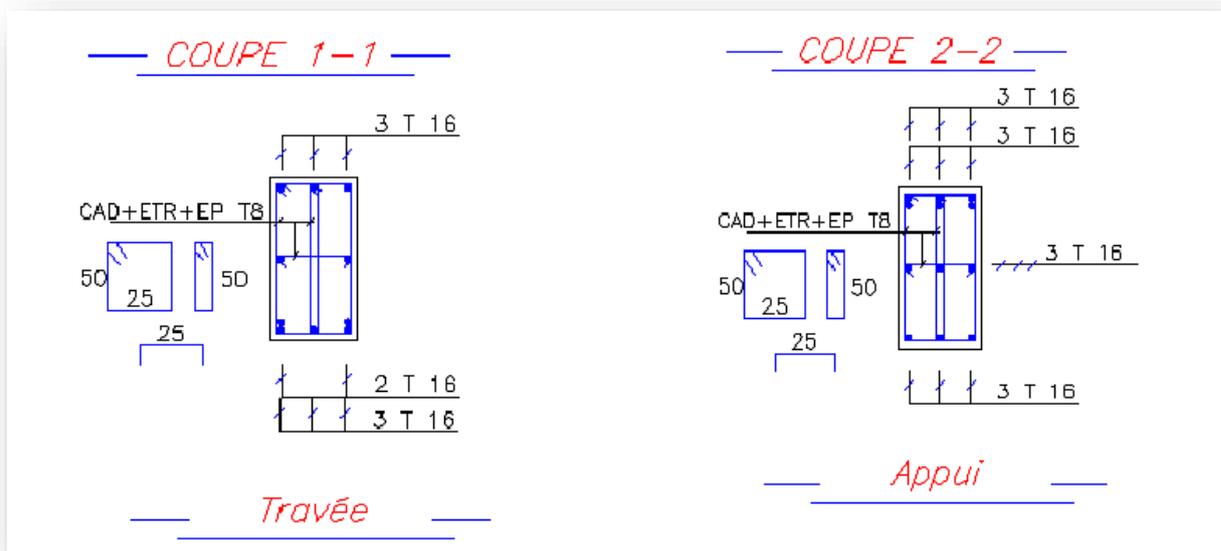
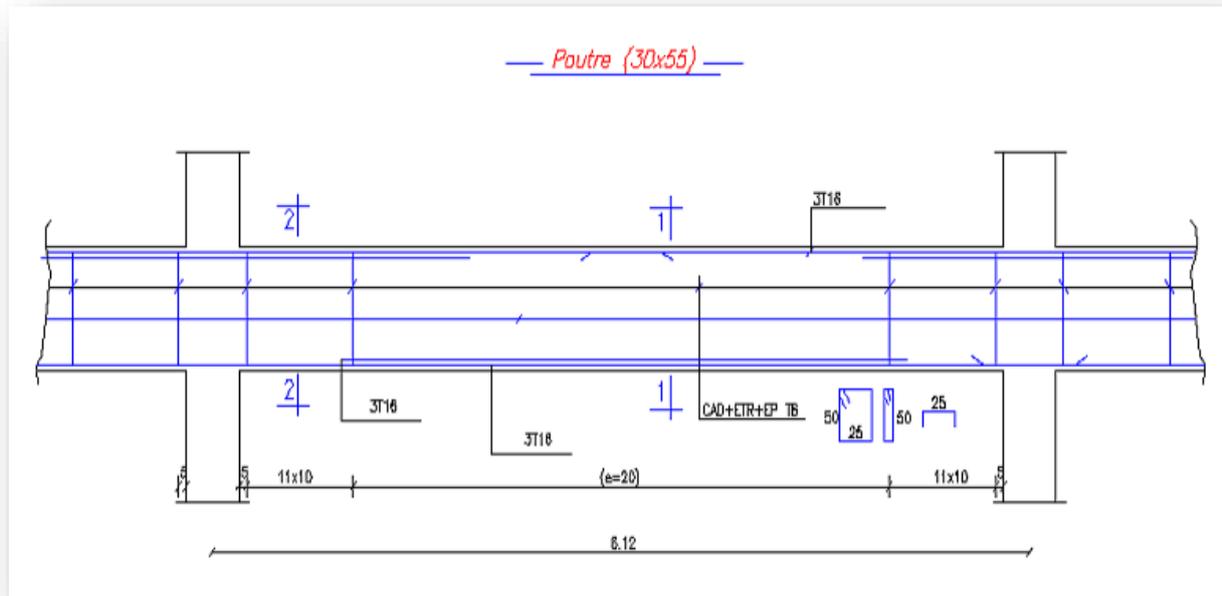
-Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 13,75 \quad St = 10 \text{ cm.}$$

-Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 55/2 = 22,5 \quad St = 20 \text{ cm}$$

6-4-2/Schéma de Ferrailage:





VII .2.FERRAILLAGE DES VOILES:

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base

***/ Ferrailage Vertical :**

Le ferrailage vertical sera dispose de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composee, en tenant compte des prescriptions composees par le RPA99 decrites ci -dessous :

1. L'effort de traction engendree dans une partie de voile doit etre repris en totalite par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0:20% de la section horizontale du beton tendu.
2. Les barres verticales des zones extremes devraient etre ligaturees avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas etre superieur à l'epaisseur du voile.
3. A chaque extremité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit etre reduit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit etre au plus egale à 15cm (le ferrailage vertical doit etre dispose symetriquement en raison de chargement en terme de moment).
4. Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donne comme suit :

Globalement dans la section du voile egale à: 0,15% ;

En zone courante egale à : 0,10% ;

***/Ferrailage Horizontal:**

Les armatures horizontales sont des cadres disposes selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinees à 45° engendree par l'effort tranchant, ces barres doivent etre munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

***/Règles Communes:**

1/L'espacement des barres horizontales et verticales doivent etre inferieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1,5a$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec a: l'epaisseur de voile.

2/Les deux nappes d'armatures doivent etre reliees au moins par quatre epingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent etre disposer vers l'exterieur.



3/Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4/Les longueurs de recouvrement doivent être égale à:

- 40Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

Remarque:

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur $d \leq \min (h_e/2 ; 2L'/3)$

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

6-5/Zone 1 (L = 4.5 m):

***/Voile Plein (RDC) (L = 4.5 m;H=4,08 m):**

6-5-1/ Armatures Verticales:

ELA: 0,8G + Ey:

- $N = -31.72t$
- $M = 103.97t.m$
- $T = 30.69 t$

$\sigma = N/S \pm M*y/I$

Avec:

$S = b*h = 0,2*4.5 \quad S = 0,9 m$

$I = b*h^3/12 = 0,2 *(4.5)^3/12 \quad I = 1,51 m^4$

$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 m$

$\sigma_{max} = \frac{31.72}{0.9} + \frac{103.97}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{max} = 192.26 t/m^2$

$\sigma_{min} = \frac{31.72}{0.9} - \frac{103.97}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{min} = -118.77 t/m^2$

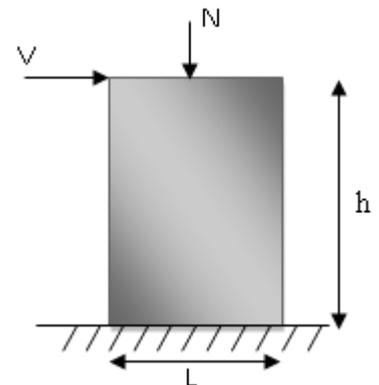
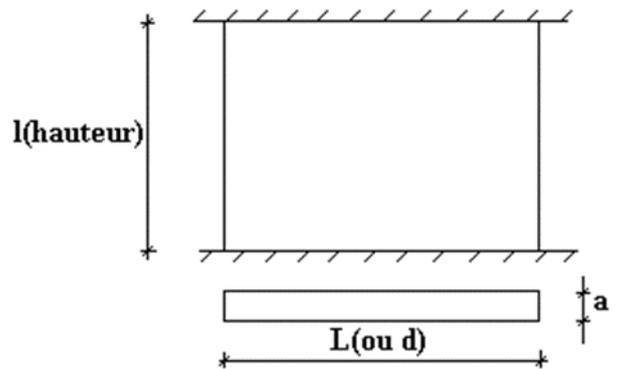
$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$L_c = 192.26 *4.5/192.26 +118.77 \quad L_c = 2.78 m$

***/Longueur tendue:**

$L_t = L - L_c$





$$L_t = 1.71 \text{ m}$$

$$d \leq \min (4.08/2; 2(2.78)/3) = \min (2.04 ; 1.85)$$

Soit: **d = 1 m**

$$F = \sigma_{\min} * d * e/2 = 118.77 * 1 * 0,2/2 \quad F = 11.87 \text{ tf}$$

$$*/\text{Zone Nodale} = L/10 = 4.5/10 = 0,45 \text{ m}$$

$$*/\text{Longueur Partielle de la Zone Courante} = 1 - 0,40 = 0,55 \text{ m.}$$

***/Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\sigma/0.55 = \sigma_{\min}/d \quad \sigma = 65.32 \text{ tf/m}^2$$

$$F'' = (65.32 * 0,55)(0,2)/2 = 3.59 \text{ tf}$$

***/Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 11.87 - 3.59 = 8.27 \text{ tf.}$$

B/ Ferrailage:

***/Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s \quad A_n \geq 2 * 8.27 * 10^3 / 4000 = 4.13 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$**

On adopte Soit 6T12 = 6.79 cm² > 4.13 cm²/Face

$$St = 15 \text{ cm} \longrightarrow 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$$

la Zone Courante Partielle

$$A_c \geq F'' / \sigma_s \quad A_c \geq 3.59 * 10^3 / 4000 = 0.89 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement $\leq 30 \text{ cm}$**

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit 3T12 = 3.39 cm² > 0.89 cm²/Face

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

***/Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 * 45 = 360 \text{ cm}$$

$$n = (360/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face}$$

Ac = 14T12 = 15.83 cm²/ Face.

$$St = 25 \text{ cm} \longrightarrow 25 * 14 = 350 \text{ cm}$$

C/ Pourcentage min selon RPA:

***/En Zone Tendue:**

$$F = \sigma_{\min} * L_t * e/2 = 118.77 * 1.71 * 0.2/2 = 20.30 \text{ tf}$$

$$A_{\text{tot}} = F/4000 = 20.30 * 10^3 / 4000 = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% * 171 * 20 = 6.84 \text{ cm}^2$$



$$5.24 \text{ cm}^2 < 6.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

On adopte 7HA12 (7.92 cm²) pour la zone tendue

***/En zone courante égale :**

$$A_{\text{tot}} = 15.83 * 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.1 * 360 * 20 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 10.80 \text{ cm}^2$$

***/Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (6.79 * 2) + (15.83 * 2) = 45.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% * 4.5 * 20 = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$45.24 \text{ cm}^2 > 13.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

6-5-2/Armatures Horizontales:

$$\text{Espacement } S \leq \min (1,5e ; 30) \text{ cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm}$$

Armature horizontale : pour une nappe

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% * L * e = 11.79 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec $S_t = 30 \text{ cm}$

Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

6-5-3/Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 * d$$

$$= 1.4 * 0.30 / 4.05 * 0.2 = 0.39 \text{ MPA}$$

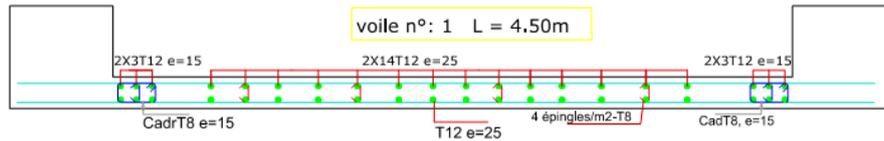
$$\tau = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau \text{ condition vérifiée}$$

6-5-4/Schéma de Ferrailage:



ferraillages des voiles



6-6/Zone 2 (L = 4.5 m):

***/Voile Plein (1^{er} jusqu'au 8^{ème} étage) (L =4.50 m;H = 3.06):**

6-6-1/ Armatures Verticales:

ELA: 0,8G + Ey:

- N = -33.10 t
- M =81.77t.m
- T = 20.67 t

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec:

$$S = b*h = 0,2*4.5 \quad S = 0,9 \text{ m}$$

$$I = b*h^3/12 = 0,2 *(4.5)^3/12 \quad I = 1,51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{33.10}{0.9} + \frac{81.77}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{\max} = 157.89 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33.10}{0.9} - \frac{81.77}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{\min} = -84.40 \text{ t/m}^2$$

$$d \leq \min (h/2 ; 2Lc/3)$$

Lc: Longueur de la zone comprimée.

$$Lc = 157.89 * 4.5 / (157.89 + 84.40) \quad Lc = 2.93 \text{ m}$$

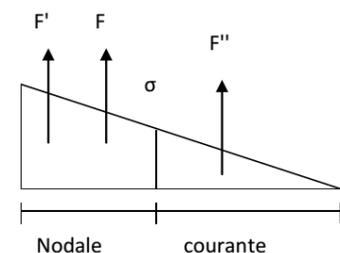
***/Longueur tendue:**

$$Lt = L - Lc$$

$$Lt = 1.57 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3.06/2; 2(2.93)/3) = \min (1.53 ; 1.95)$$

Soit: **d = 1 m**





$$F = \sigma_{\min} * d * e/2 = 84.40 * 1 * 0,2/2 \quad F = 8.44 \text{ tf}$$

***/Zone Nodale** = $L/10 = 4.5/10 = 0,45 \text{ m}$

***/Longueur Partielle de la Zone Courante** = $1 - 0,40 = 0,55 \text{ m}$.

***/Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\sigma/0.55 = \sigma_{\min}/d \quad \sigma = 46.42 \text{ tf/m}^2$$

$$F'' = (46.42 * 0,55) * (0,2)/2 = 2.55 \text{ tf}$$

***/Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 8.44 - 2.55 = 5.88 \text{ tf.}$$

B/ Ferrailage:

***/Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s \quad A_n \geq 2 * 5.88 * 10^3 / 4000 = 2.94 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$**

On adopte Soit $6T12 = 6.79 \text{ cm}^2 > 2.94 \text{ cm}^2/\text{Face}$

St = 15 cm \longrightarrow 15*6 barres = 90 cm

la Zone Courante Partielle

$$A_c \geq F'' / \sigma_s \quad A_c \geq 2.55 * 10^3 / 4000 = 0.63 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement $\leq 30 \text{ cm}$**

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit 3T12 = 3.39 cm² > 0.63 cm²/Face

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

***/Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 * 45 = 360 \text{ cm}$$

$$n = (360/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face}$$

$$A_c = 14T12 = 15.83 \text{ cm}^2/\text{Face.}$$

St = 25 cm \longrightarrow 25*14 = 350 cm

C/ Pourcentage min selon RPA:

***/En Zone Tendue:**

$$F = \sigma_{\min} * l_t * e_p/2 = 84.40 * 1.57 * 0.2/2 = 13.23 \text{ tf}$$

$$A_{\text{tot}} = F/4000 = 13.23 * 10^3 / 4000 = 3.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% * 1.57 * 20 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$3.30 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

On adopte 6HA12(6.79 cm²) pour la zone tendue

***/En zone courante égale :**



$$A_{tot} = 15.83 \times 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} > 0.1 \times 360 \times 20 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 10.80 \text{ cm}^2$$

***/Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{tot} = (6.79 \times 2) + (15.83 \times 2) = 45.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} > 0,15\% \times 4.5 \times 20 = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$45.24 \text{ cm}^2 > 13.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

6-6-2/Armatures Horizontales:

Espacement $S \leq \min (1,5e ; 30)\text{cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm}$

Armature horizontale : pour une nappe

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 11.79 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec $S_t = 30 \text{ cm}$

Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

6-6-3/Vérification de contrainte de cisaillement :

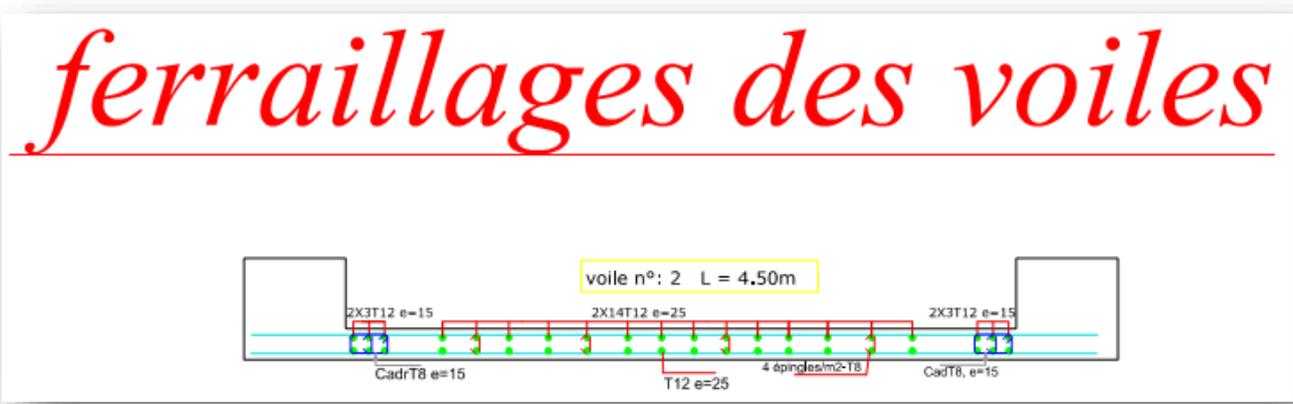
$$\tau_u = 1.4 T_{calculé} / b_0 \times d$$

$$= 1.4 \times 0.20 / 4.05 \times 0.2 = 0.36 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \tau$ condition vérifiée

6-6-4/Schéma de Ferrailage:





6-7/Zone 3 (L = 4.50 m):

***/Voile Plein (9^{ème} étage) (L = 4.50m;H = 3.06):**

6-7-1/ Armatures Verticales:

ELA: 0,8G + Ex:

- N = -2.70t
- M = 6.10t.m
- T = 3.31 t

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec:

$$S = b*h = 0,2*4.5 \quad S = 0,9 \text{ m}$$

$$I = b*h^3/12 = 0,2 *(4.5)^3/12 \quad I = 1,51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2.70}{0.9} + \frac{6.10}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{\max} = 12.04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2.70}{0.9} - \frac{6.10}{1.51} (2.25) \quad \sigma_{\min} = -6.04 \text{ t/m}^2$$

$$d \leq \min (h/2 ; 2Lc/3)$$

Lc: Longueur de la zone comprimée.

$$Lc = 12.04 *4.5/12.04 +6.04 \quad Lc = 3.00 \text{ m}$$

***/Longueur tendue:**

$$Lt = L - Lc$$

$$Lt = 1.50 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3.06/2;2(3)/3) = \min (1.53 ; 2)$$

Soit: **d = 1 m**

$$F = \sigma_{\min} * d * e/2 = 6.04 * 1 * 0,2/2 \quad F = 0.604 \text{ tf}$$

***/Zone Nodale = L/10 = 4.5/10 = 0,45 m**

***/Longueur Partielle de la Zone Courante = 1-0,40 = 0,55 m.**

***/Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

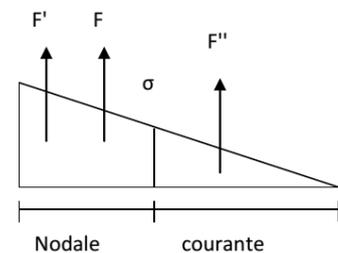
$$\sigma/0.55 = \sigma_{\min}/d \quad \sigma = 3.32 \text{ tf/m}^2$$

$$F'' = (3.32*0,55)(0,2)/2 = 0.182 \text{ tf}$$

***/Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 0.604 - 0.182 = 0.421 \text{ tf.}$$

B/ Ferrailage:





***/Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s \quad A_n \geq 2 * 0.421 * 10^3 / 4000 = 0.21 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement ≤ 15 cm**

On adopte Soit 6T10 = 4.71 cm² > 0.21 cm²/Face

$$St = 15 \text{ cm} \longrightarrow 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$$

la Zone Courante Partielle

$$A_{cp} \geq F'' / \sigma_s \quad A_{cp} \geq 0.182 * 10^3 / 4000 = 0.63 \text{ cm}^2$$

***/Selon le RPA l'espacement ≤ 30 cm**

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit 3T10 = 2.36 cm² > 0.045 cm²/Face

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

***/Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 * 45 = 360 \text{ cm}$$

$$n = (360/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face}$$

$$A_c = 14T10 = 11.00 \text{ cm}^2 / \text{Face.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \longrightarrow 25 * 14 = 350 \text{ cm}$$

C/ Pourcentage min selon RPA:

***/En Zone Tendue:**

$$F = \sigma_{\min} * l_t * e_p / 2 = 6.04 * 1.5 * 0.2 / 2 = 0.91 \text{ tf}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 4000 = 0.91 * 10^3 / 4000 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.2\% * 1.5 * 20 = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$0.23 \text{ cm}^2 < 6.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

On adopte 8HA10(6.28 cm²) pour la zone tendue

***/En zone courante égale :**

$$A_{\text{tot}} = 11.00 * 2 = 22.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.1 * 360 * 20 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$22.00 \text{ cm}^2 > 10.80 \text{ cm}^2$$

***/Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (4.71 * 2) + (11.00 * 2) = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% * 4.5 * 20 = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$31.42 \text{ cm}^2 > 13.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

6-7-2/Armatures Horizontales:

$$\text{Espacement } S \leq \min(1,5e ; 30) \text{ cm} = \min(30 ; 30) \text{ cm}$$



Armature horizontale : pour une nappe

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 22.00 / 4 = 5.50 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% * L * e = 11.79 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec $St = 30 \text{ cm}$

Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

6-7-3/Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 * d$$

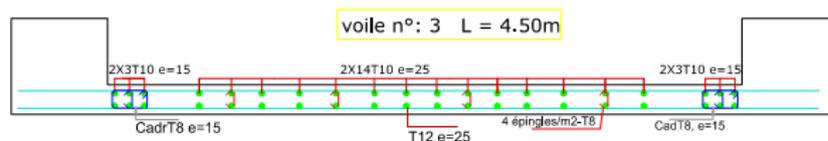
$$= 1.4 \times 0.03 / 4.05 * 0.2 = 0.06 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \tau$ condition vérifiée

6-7-4/Schéma de Ferrailage:

ferraillages des voiles





VII.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

• **Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Recommandation du **RPA 99/version 2003 :**

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%(zone II)**.
- Le pourcentage maximum est de **4%** en zone courante et **de 6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone II)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (**zones critiques**).

Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G+Q±E**) suivants :

- **Effort Normal.**
- **Effort Tranchant.**
- **Moment Fléchissant.**

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à **1 ' E.L.U.**

Sollicitations à considérer :

$N_{max} \longrightarrow M \text{ correspondant.}$

$N_{min} \longrightarrow M \text{ correspondant.}$

$M_{max} N \longrightarrow \text{correspondant.}$

$M_{min} N \longrightarrow \text{correspondant.}$

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (**cas plus défavorable**).



Le ferrailage :

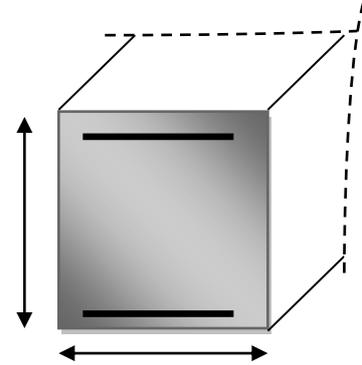
a)Poteau (50*50):

ELU /

RDC + 1 ère Etage :

$$N_{\max} = \begin{cases} 230,89 \text{ t} \\ M_{\text{corres}} = 2,27 \text{ t.m} \end{cases} \quad M_G = \begin{cases} 1,13 \text{ t} \\ M_Q = 0,49 \text{ t} \end{cases}$$

50



Longueur de flambement :

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$

Avec; $I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}}$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,9 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 408/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 0.9 + 2 = 2.9 \text{ cm}$$

Condition d’application :

il faut vérifier que :

$$l_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$2.85 / 4.8 = 0.6 < \max.(20 \times 2.9 / 50 ; 15) = 15 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

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

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

$$\alpha = 0.54$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2.85)^2}{10^4 \cdot 0.5} (2 + 0.54 \cdot 2) = 1,5 \text{ cm}$$



$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 3,9 + 1,5 = 5,4 \text{ cm}$$

$$e = 0,054 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 230,89 \times 0,054 = 12,46 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 12,46 \text{ Tm}$$

Flexion composé avec : $N_u = \begin{cases} 230,89 \text{ t} \\ M_u = 12,46 \text{ t.m} \end{cases}$

$$C = h / 10 = 4 \text{ cm}$$

$$e > h/2 - c$$

$$e = 5,4 \text{ cm} > h/2 - c = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_f = M_u + N_u (0,5h - c)$$

$$M_f = 12,46 + 230,89 (0,5 * 0,5 - 0,04) = 60,94 \text{ t m}$$

$$M_f = 60,94$$

$$N_u (d - c) - M_1 < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_c$$

$$N_u (d - c) - M_f = 230,89 (0,46 - 0,04) - 60,94 = 36,03 \text{ T} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot h^2 \cdot f_c = (0,337 - 0,81 \times 0,04/0,50) 0,50 \times 0,50^2 \times 1420 = 48,31 \text{ T} \dots\dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée,

- **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :**

– $M_f = 60,94 \text{ Tm}$

– $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6 \cdot 10^6}{50 \cdot 46^2 \cdot 142} = 0,38 < 0,392$ donc : $A_s' = 0$

- $\mu = 0,302$ avec ; $\alpha = 0,45$
 $\beta = 0,8202$

$$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$



$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,0 \cdot 10^6}{0,82 \cdot 46 \cdot 3480} = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 40 - \frac{230000}{4000} = -17,5 \text{ cm}^2 \approx 0$$

❖ **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte: 12HA16 ($A_s = 24,13 \text{ cm}^2$).

➤ **ELA:** **G + Q + 1,2 E_x:**

❖ **Cas plus défavorable G + Q + 1,2 E_x:**

$$N_{Max} = 168,24 \text{ T}$$

$$M_{ELA} = 4,26 \text{ T m}$$

Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 408/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 2,5 = 5,5 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

Il faut vérifier que :

$$L_f / h < \max(20 \cdot e_1 / h ; 15)$$

$$2,85 / 4,8 = 0,6 < \max(20 \cdot 5,5 / 50 ; 15) = 15 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

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



Avec :

$$\alpha = 10 \cdot \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s}\right) = 10 \cdot \left(1 - \frac{4,26}{1,5 \times 1,63}\right) = \mathbf{0,74}$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2,86)^2}{10^4 \cdot 0,5} (2 + 0,74 \times 2) = 1,7 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 5,3 + 1,7 = \mathbf{7 \text{ cm}}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 168,24 \times 0,07 = \mathbf{11,77 \text{ T, m}}$$

$$M_{\text{corrigé}} = \mathbf{11,77 \text{ T, m}}$$

➤ **Flexion composé avec :**

$$Nu = 168,24 \text{ T}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 11,77 \text{ T.m}$$

- C = 4 cm
- e = 4,4 cm > h/2 - c = 20 cm C.N.V
- M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)
- M_f = 11,77 + 168,24 (0,5 x 0,50 - 0,04) = 47 T.m
- M_f = 47 T.m

$$M_f = 47 \text{ T.m}$$

$$N_u (d - c) - M_1 < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_c$$

$$N_u (d - c) - M_f = 168,24 (0,46 - 0,04) - 47 = \mathbf{23,66 \text{ T.m}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \times d^2 \times f_c = (0,337 - 0,81 \times 0,04 / 0,50) 0,50 \times 46^2 \times 142 = \mathbf{40,89 \text{ T}} \dots \dots \dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire **En flexion simple** avec :

$$M_f = 47 \text{ T.m}$$



$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4,7 \cdot 10^6}{50 \cdot 46^2 \cdot 142} = 0,31 < 0,392 \quad \text{donc : } A_s' = 0$$

- $\mu = 0,302$ avec ; $\alpha = 0,45$
 $\beta = 0,8202$

$$\mu \geq 0,186 \quad \implies \quad \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \quad \implies \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,7 \cdot 10^6}{0,82 \cdot 46 \cdot 348} = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_U}{f_e} = 32 - \frac{168240}{4000} = -10,06 \text{ cm}^2 \approx 0$$

- **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte: **12HA16** ($A_s = 24,13 \text{ cm}^2$).

Vérification a l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = 163,67 \text{ T} \\ M_s = 1,63 \text{ T m} \end{array} \right.$$

$$e_0 = M_s / N_s = 1,63 / 163,67 = 1 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B_1 = b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 24,13 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 50 \times 50 + 15 \times (24,13 + 24,13) = 3223,4 \text{ cm}^2$$

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

$$V_1 = \frac{1}{B_1} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_2 \cdot c' + A_1 \cdot d) \right] = \frac{1}{3223,4} \left[\frac{50^3}{2} + 15(24,13 \times 4 + 24,13 \times 46) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :



$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c')^2]$$

$$I_1 = \frac{50}{3} (25^3 + 25^3) + 15 [24,13 (25 - 4)^2 + 24,13 (25 - 4)^2] = 312161,23 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 312161,23 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{312161,23}{3223,4 \times 25} = 3,78 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 1 + 0 = 1 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimé

Condition limite II:

➤ $\sigma_{\min} = (N_s / Bh) - M_s, V1 / I$

$$\implies \sigma_{\min} = (163\ 670 / 50^2) - (1630 \times 25 / 312161,23) = 65 \text{ kg / cm}^2$$

De I et II la section entièrement comprimée \rightarrow On vérifier $\sigma_{bc \text{ max}}$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = (N_s / Bh) + M_s, V1 / I$$

$$\implies \sigma_{bc \text{ max.}} = (163\ 670 / 50^2) + (1630 \times 25 / 312161,23) = 67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c = 0,6 \times 25 = 150 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = 67 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 150 \text{ kg / cm}^2$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15 \left\{ (N_s / B1 + N_s) \times (V1 - C / I) \times e1 \right\}$$

$$\sigma_s = 15 \left\{ (163\ 670 / 3223,4 + 163\ 670) \times ((25 - 4) / 312161,23) \times 1 \right\}$$

$$\sigma_s = 167,20 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_s \text{ adm} = 2020 \text{ kg / cm}^2$$



$$\sigma_s < \sigma_{s adm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3\varnothing_1 = 0.3 \times 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte 2T8

➤ **Vérification selon RPA :**

- $\Phi \geq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$
- $\Phi > \min (50 / 50 ; 1,4 ; 50 / 10)$
- $\Phi > 1,4 \text{ cm}$ On adopte At. = **2HA8** = 1,01 cm² (**2 cadres**)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_c) = 0,23.50.46.(2,1 / 400) = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 1,2 \text{ T m} \quad b = 0,5 \text{ m} \quad d = 0,46 \text{ m}$$

$$\tau = T_u / bd \quad \text{on trouve ; } \tau = 0,52 \text{ kg/ cm}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_c 28 / \&b, 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA} = 3,33 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau < \tau_{adm} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% (b x h) = 100 cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% (b x h) = 150 cm²

➤ **L'espacement selon RPA :**



➤ **Zone nodale :**

$$S \leq \min(10 \varnothing ; 15\text{cm}) \implies S \leq 14 \implies S = 10 \text{ cm}$$

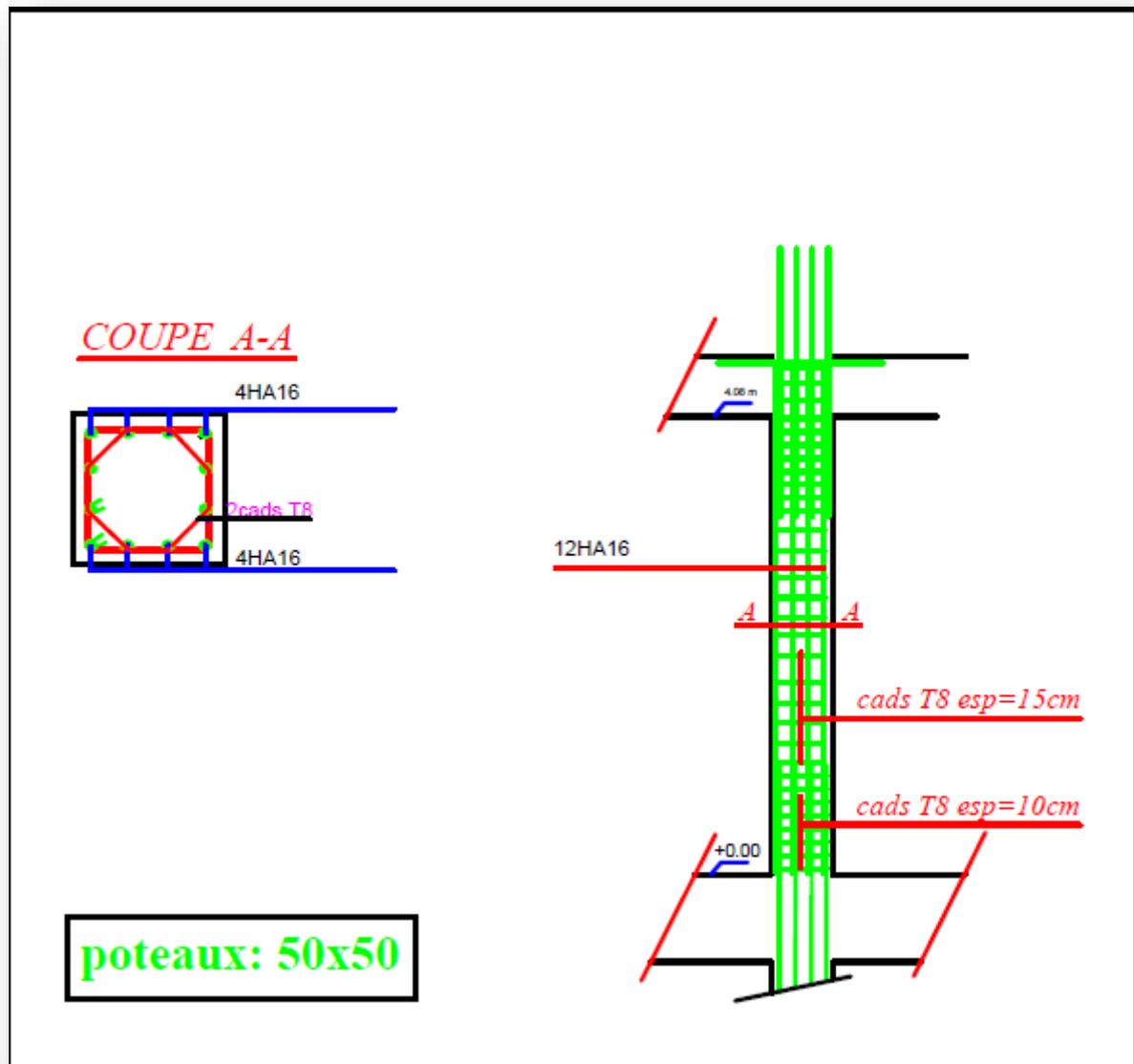
➤ **zone courante :**

$$S \leq 15 \varnothing \quad S \leq 15 \times 1.4 = 21 \implies S = 15 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \varnothing = 40 \times 1.4 = 56 \implies L = 60 \text{ cm}$$

Schéma de Ferrailage (50 x 50) :





B) Poteau (40*40):

➤ **ELU :**

$$N_{\max} = \begin{cases} 184,02 \text{ t} \\ M_{\text{corres}} = 2,14 \text{ t.m} \end{cases} \quad M_G = \begin{cases} 1,46 \text{ t} \\ M_Q = 0,12 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Longueur de flambement :**

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3,06 = 2.14 \text{ m}$

Avec; $I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}}$

$I_{\text{poteau}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$

$I_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$

$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 1,1 \text{ cm}$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 306/250) = 2 \text{ cm}$

$e_1 = e_a + e_g$

$e_1 = e_a + e_g = 2 + 1,1 = 3,1 \text{ cm}$

Condition d'application:

il faut vérifier que :

$l_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$

$2.14 / 3,6 = 0.7 < \max.(20 * 5/40 ; 15) = 15.....\text{C.V}$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

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

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

$\alpha = \frac{1,14}{1,14 + 0,12} = 0.92$

$\phi = 2$

$e_2 = \frac{3.(2,14)^2}{10^4 .40} (2 + 0,92.2) = 1,3 \text{ cm}$

$e = e_1 + e_2$

$e = 3,1 + 1,3 = 4,4 \text{ cm}$



e =0,044 m

M_{corrigé} = N.e= 184,02 x 0,044= 8, 09 t.m

M_{corrigé}=8, 09 T m

**Flexion composé avec : N_u = { 184,01 T
M_u = { 8, 09 t.m**

C = h / 10 = 4cm

e > h/2 - c

e = 6 cm > h/2 - c = 16 cmC.N.V

M_f = M_u + N_u (0,5h - c)

M_f = 8, 09 + 184,02 (0 ,5 * 0,4 - 0,04) = 37 , 52 Tm

M_f = 37 , 52 Tm

N_u (d - c) - M_f < (0,337- 0,81c/h) b.d².f_c

N_u (d - c) - M_f = 184,02 (0,36 - 0,04) - 37 , 52 = 21 , 36 T(1)

(0,337- 0,81c/h) b.h².f_c = (0,337- 0,81 x0,04/0,40) 0,40 x 0,40² x 1420= 23, 26T.....(2)

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée,

- **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :**

- M_f = 37 , 52 t.m

- μ = $\frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{37,52 \times 10^5}{40 \cdot 36^2 \cdot 142} = 0,50 > 0,392$ donc : As' ≠ 0



$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74 \text{ / } \infty$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \frac{1,74}{1000}} = 0,667$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\varepsilon'_s = (3,5 \times 10^{-3} + \varepsilon_{es}) \left(\frac{d - c'}{d} \right) - \varepsilon_{es} = 2,82 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{es}$$

$$\sigma'_s = 3480 \text{ kg / cm}^2$$

$$M_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) b d^2 \sigma_{bc}$$

DONC: $M_R = 0,8 \times 0,667 (1 - 0,4 \times 0,667) 40 \times 36^2 \times 142$

$$M_R = 2,879 \times 10^6 \text{ Kg / Cm}^2$$

$$Z_R = d (1 - 0,4 \alpha_R)$$

$$Z_R = 30,27 \text{ cm}$$

$$A_s = \left(\frac{MU - MR}{d - c} + \frac{MR}{Z_R} \right) \frac{1}{\sigma_s}$$

$$A_s = \left(\frac{3,752 \times 10^6 - 2,879 \times 10^6}{36 - 4} + \frac{2,879 \times 10^6}{30,27} \right) \frac{1}{\sigma_s}$$

$$A_s = 31,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{(MU - MR)}{Z_R - \sigma_s} = 8,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot} = A_s + A_s' = 31,78 + 8,28 = 40,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 40,00 - \frac{1840100}{4000} = -6 \text{ cm}^2$$



• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,08 \text{ cm}^2$$

On adopte: **10HA16** ($A_s = 12,57 \text{ cm}^2$).

➤ **ELA:**

La combinaison la plus défavorable : G + Q + 1,2 E_Y :

$$N_{Max} = 134,45 \text{ T} \quad M_{ELA} = 2,59 \text{ T m} \quad M_s = 1,57 \text{ T m}$$

➤ **Longueur de flambement :**

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 1,5 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 306/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 1,5 = 3,5 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

il faut vérifier que :

$$l_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$2,14 / 4,8 = 0,45 < \max(20 \times 3,5 / 40 ; 15) = 15 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

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

$$\text{avec } : : \alpha = 10 \cdot \left(1 - \frac{M_U}{1,5 M_s}\right) = 10 \cdot \left(1 - \frac{2,59}{1,5 \times 1,57}\right) = 0,99$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2,14)^2}{10^4 \times 0,4} (2 + 0,99 \times 2) = 1,37 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 3,5 + 1,37 = 4,87 \text{ cm}$$



$e = 4,87 \text{ cm} = 0,0487 \text{ m}$

$M_{\text{corrigé}} = N.e = 134,45 \times 0,0487 = 6,54 \text{ T.m}$

$M_{\text{corrigé}} = 6,54 \text{ T}$

➤ **Flexion composé avec :**

$N_u = 134,45 \text{ T}$

$M_{\text{corrigé}} = 6,54 \text{ T.m}$

- $C = 4 \text{ cm}$
- $e = 4,4 \text{ cm} > h/2 - c = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$
- $M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)$
- $M_f = 6,54 + 134,45 (0,5 \times 0,40 - 0,04) = 28,06 \text{ T.m}$
- $M_f = 28,06 \text{ T.m}$

$M_f = 28,06 \text{ T.m}$

$N_u(d - c) - M_1 < (0,337 - 0,81c/h) b.d^2.f_c$

$N_u(d - c) - M_f = 134,45 (0,36 - 0,04) - 28,06 = 14,50 \text{ T.m} \dots\dots\dots (1)$

$(0,337 - 0,81c/h) b \times d^2 \times f_c = (0,337 - 0,81 \times 0,04/0,40) 0,40 \times 0,36^2 \times 142 = 18,34 \text{ T} \dots\dots (2)$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire En flexion simple avec :

$M_f = 28,06 \text{ T.m}$

$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2,806 \cdot 10^6}{40 \cdot 46^2 \cdot 142} = 0,38 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$

- $\mu = 0,302$ avec ; $\alpha = 0,45$
 $\beta = 0,8202$

$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$



$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,806 \cdot 10^6}{0,82 \times 46 \times 3480} = 21,28 \text{ cm}^2$$

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte: **12HA16** ($A_s = 24,13 \text{ cm}^2$).

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \cdot 40 \cdot 40 = 12,08 \text{ cm}^2$$

On adopte: **10HA16** ($A_s = 12,57 \text{ cm}^2$).

Vérification a l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = 130,60 \text{ T} \\ M_s = 1,57 \text{ T m} \end{array} \right.$$

$$e_0 = M_s / N_s = 1,57 / 130,60 = 1,2 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B_1 = b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 40 \times 40 + 15 \times (12,57 + 12,57) = 1625,24 \text{ cm}^2$$

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

$$V_1 = \frac{1}{B_1} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_2 \cdot c' + A_1 \cdot d) \right] = \frac{1}{1625,24} \left[\frac{40^3}{2} + 15(12,57 \times 4 + 12,57 \times 36) \right] = 20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 = 20 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c')^2]$$



$$I_1 = \frac{40}{3} (20^3 + 20^3) + 15 [12,57 (20 - 4)^2 + 12,57(20 - 4)^2] = 308970,93 cm^4$$

$$I_1 = 308970,93 cm^4$$

➤ **Condition limite 1 :**

$$Cl_1 = \frac{309870,93}{1625,24 \times 20} = 9,53 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 1,2 + 0 = 1,2 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimé

➤ **Condition limite II:**

$$\sigma_{\min} = (N_s / Bh) - M_s, V1 / I$$

$$\implies \sigma_{\min} = (130600/40^2) - (1570 \times 20/308960,93) = 81 \text{ kg / cm}^2$$

De I et II la section entièrement comprimée → On vérifie $\sigma_{bc \text{ max}}$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = (N_s / Bh) + M_s, V1 / I$$

$$\implies \sigma_{bc \text{ Max}} = (130600/40^2) + (1570 \times 20/308960,93) = 82 \text{ kg / cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c = 0,6 \times 25 = 150 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = 82 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 150 \text{ kg / cm}^2$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15 \left[(N_s / B1 + N_s) \times (V1 - C / I) \times e1 \right]$$

$$\sigma_s = 15 \left[(130600 / 1625,24 + 130600) \times (20 - 4 / 308960,93) \times 3 \right]$$

$$\sigma_s = 304,53 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 2020 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_{s \text{ adm}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$



➤ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3\varnothing_1 = 0,3 \times 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte 2T8

➤ **Vérification selon RPA :**

- $\Phi \leq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$
- $\Phi < \min (50 /35 ; 1,4 ; 50 /10)$
- $\Phi < 1, 14 \text{ cm}$ On adopte At. = **2HA8** = 1,01 cm² (**2 cadres**)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_c) = 0,23.40.36.(2,1 /400) = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A = 12, 57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 1, 57 \text{ T m} \quad b = 0,4 \text{ m} \quad d = 0,36 \text{ m}$$

$$\tau = T_u / bd \quad \text{on trouve ; } \tau = 0, 11 \text{ kg/ cm}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min (0,2 f_c / 28 / \&b, 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA} = 3, 33 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% (b x h) = 64 cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% (b x h) = 96cm²

➤ **L'espacement selon RPA :**



➤ **Zone nodale :**

$$S \leq \min(10 \varnothing ; 15\text{cm}) \implies S \leq 14 \implies S = 10 \text{ cm}$$

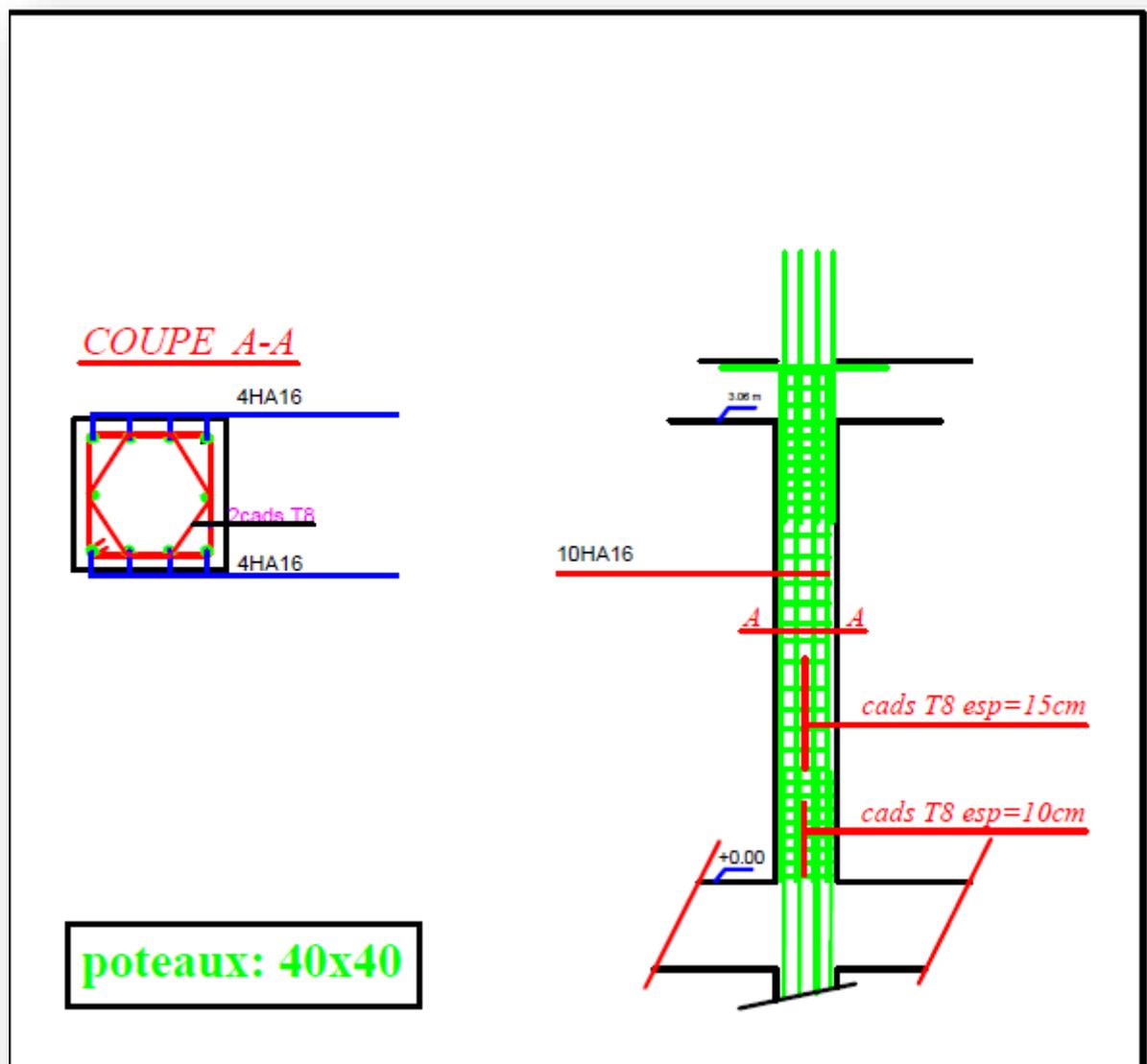
➤ **zone courante :**

$$S \leq 15 \varnothing \quad S \leq 15 \times 1.4 = 21 \quad \implies \quad S = 15 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \varnothing = 40 \times 1.4 = 56 \quad \implies \quad L = 60 \text{ cm}$$

Schéma de Ferrailage (40 x 40) ;





VIII.1 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE:

VIII .1.1. Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII .1.2. Étude de Voile Périphérique:

VIII .1.2.1 : Dimensionnement:

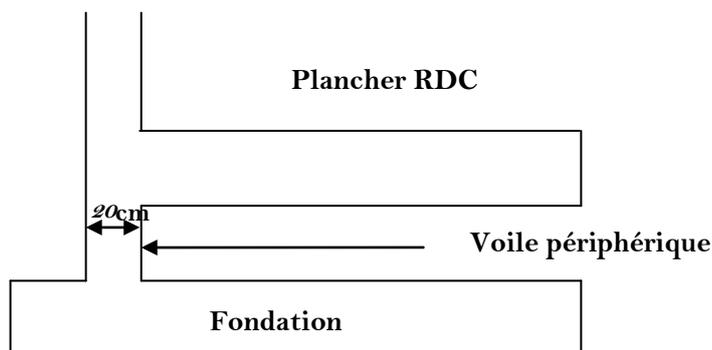
D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseurs ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est **de 0,10%** dans les deux sens.
- Un recouvrement de **40 ϕ** pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur **e = 20 cm**.

La hauteur de voile périphérique **h = 2 m** La

longueur du panneau max **l = 3,5 m**.

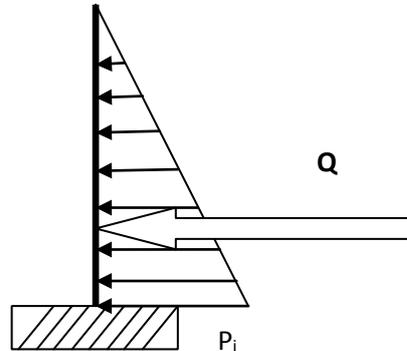




VIII .1.2.2.Détermination des Sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté. Au comme (**un mur de soutènement**)

I Schéma Statique:



B-1/ELU:

1/Charges Triangulaires (Poussée des Terres):

A/Sous G:

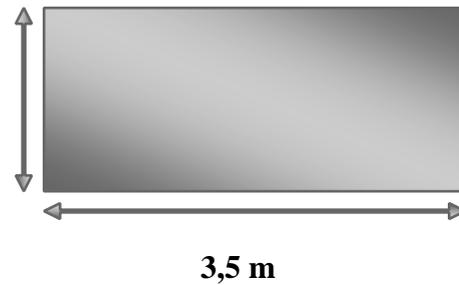
K₀: Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left(\frac{90}{4} - \frac{\theta}{2} \right)$

h = 2 m.

γ_d: Poids surfacique du remblai = **1,7 t/m²** **θ =**

Angle de frottement de remblai = **30°**

K₀ = tg² (45 - 15) = 0,333



➤ **Effet du remblai:**

q₁ = γ_d . h . k = 1,7 . 2 . 0,33 ⇒ q₁ = 1,12 t/ml

2/Calcul des Moments:

ρ = $\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3,5} = 0,57 > 0,4$ → dalle portant dans deux sens.

M_{tx} = 0.0524 (q₁) (l_x)² = 0,0524 . 1,12 . (2)² = 0,234 Tm



$$M_{ty} = 0.0052 (q_1) (L_y)^2 = 0,0052 \cdot 1,12 \cdot (3,5)^2 = \mathbf{0,071 \text{ t Tm}}$$

$$M_{ax} = -0.0494 (q_1) (L_x)^2 = -0,0494 \cdot 1,12 \cdot (2)^2 = \mathbf{-0,221 \text{ Tm}}$$

$$M_{ay} = -0.0073 (q_1) (L_y)^2 = -0.0073 \cdot 1,12 \cdot (3,5)^2 = \mathbf{-0,1 \text{ Tm}}$$
 Valeurs max :

1- Armatures verticales $\longrightarrow M_t = \mathbf{0.234 \text{ Tm}}$

2- Armatures horizontales $\longrightarrow M_a = \mathbf{0.221 \text{ Tm}}$

2/Sous charges uniformes (revêtement) :

Revêtement de la route: $g = \mathbf{0,5 \text{ Tf/m}^2}$

$$q_2 = G \times K = 0,5 \cdot 0,333 \qquad q_2 = \mathbf{0,17 \text{ t/ml}}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3,5} = 0,57 \qquad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{array} \right.$$

✓ **Sens x**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_1 \cdot (L_x)^2 = 0,0865 \cdot 0,17 \cdot (3,5)^2 = 0,18 \text{ Tm}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot 0,18 = 0,135 \text{ Tm}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \cdot 0,18 = -0,09 \text{ Tm}$$

✓ **Sens-Y**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,2582 \cdot (0,18) = 0,046 \text{ Tm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \cdot 0,046 = 0,034 \text{ Tm}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \cdot 0,046 = -0,023 \text{ Tm}$$

Valeurs max :

Armatures verticales $\longrightarrow M_{tr} = \mathbf{0,135 \text{ Tm}}$

Armatures horizontales $\longrightarrow M_{ar} = \mathbf{0,09 \text{ Tm}}$ Donc par

superposition :



$$\begin{aligned} 1\text{-Armatures} & \quad \text{verticales} \quad \longrightarrow \quad M_G = M_t + M_{tr} = 0,234 + 0,135 = \mathbf{0,369 \text{ Tm}} \\ 2\text{-Armatures} & \quad \text{horizontales} \quad \longrightarrow \quad M_G = M_a + M_{ar} = 0,221 + 0,09 = \mathbf{0,311 \text{ Tm}} \end{aligned}$$

B/Sous Q :

Circulation interne Q = 2.5 Tf/m²q

$$q = K \cdot Q = 0,33 \times 2.5 = \mathbf{0,8t/ml}$$

⇒ Valeurs max :

$$\text{En Travée} \quad \Rightarrow \quad MQ_t = M_t / q_2 \times q = \mathbf{0,135 / 0.17 \times 0.8 = 0,99 \text{ t.m}}$$

$$\text{En Travée} \quad \Rightarrow \quad MQ_a = M_a / q_2 \times q = \mathbf{0,09 / 0.17 \times 0.8 = 0.69 \text{ t.m}}$$

3/Combinaisons

ELU :

$$M_{ut} = 1.35 (0.369) + 1.5 (0,99) = \mathbf{1,98 \text{ tf.m}}$$

$$M_{ua} = 1.35 (0.311) + 1.5 (0.69) = \mathbf{1,45 \text{ tf.m}}$$

B-2/ELS:

a/Charges Triangulaires (Poussée des Terres):

A/Sous G:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3,5} = 0,57 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{dalle portant dans deux sens.}}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= \mathbf{0,0910} \\ \mu_y &= \mathbf{0,4357} \end{aligned} \right.$$



Valeurs max :(appui et travé)

1- Armatures verticales **Mt = 0.468 t.m**

2- Armatures horizontales **Ma = 0.321 t.m**

2/Sous charges uniformes (revêtement) :

q2 = 0,17 t/ml

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3,5} = 0,57 > 0,4 \longrightarrow$ dalle portant dans deux sens.

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0910 \\ \mu_y = 0,4357 \end{array} \right.$

Valeurs max :

- Armatures verticales **Mtr = 0,141 t.m**

- Armatures horizontales **Mar = 0,094 t.m**

Donc par superposition :

- Armatures verticales **MG = Mt + Mtr = 0,468 + 0,141 = 0,609 t.m**

- Armatures horizontales **MG = Ma + Mar = 0,321 + 0,094 = 0,415 t.m**

B/Sous Q :

Circulation interne Q = 2.5 Tf/m²q



q = K. Q = 0,33 x 2.5 = 0,8t/ml

⇒ **Valeurs max :**

En Travée ⇒ **MQt = Mt / q² × q = 0,141/0.17 × 0.8 = 1,03 t.m**

En Travée ⇒ **MQa = Ma / q² × q = 0.094/0.17 × 0.8 = 0.69 t.m**

3/Combinaisons

➤ **ELS :**

Mut = 1.35 (0.369) + 1.5 (1,03) = 2,04 tf.m

Mua = 1.35 (0.311) + 1.5 (0.69) = 1, 45 tf.m

VIII .1.2.3- Ferrailage :

C-1/ELU:

➤ **En Travée:**

e = 20 cm ; d = 17.5 cm ; b= 100 cm

➤ **Les armatures sont disposées en deux nappes.**

Mut = 1, 98 tf. m

μ = 1, 98x10⁵/100 x 17.5 x142 = 0, 04

α = 1.25 (1 - √(1 - 2μ)) = 0, 062

Z= d (1-0.4α) = 17, 60 cm

As = Mu/Z σ s = 3, 54 cm²

μ	α	Z	As (cm²)
0.024	0.030	17, 60	3,54

On adopte **5T10 = 3,83 cm²**



➤ **Condition de non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_c) = 0,23 * 100 * 17,5 * (2,1 / 400) = 2,11 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,83 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

En Appui:

$$e = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 17.5 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures sont disposées en deux nappes.**

$$M_{ut} = 1,45 \text{ tf.m}$$

μ	α	Z	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
0.033	0.05	17, 15	2, 2

⇒ On adopte **5T10 = 3,83 cm²**

➤ **Condition de non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_c) = 0,23 * 100 * 17,5 * (2,1 / 400) = 2,11 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,83 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

C-2/Vérification à l'ELS:

1) En Travée:

$$M_s = 0,759 \text{ tf.m} \qquad A_s = 3,83 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$bx^2 / 2 + 15. A_s. x - 15. A_s. d = 0$$

$$50x^2 + 57,45 x - 1005,37 = 0$$

$$\Delta = (57,45)^2 - 4(50) x (1005,37) \qquad \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 452,1$$



X1 = -5,09 cm

X2 = 3,94 cm \implies X = X2 = 3,94 cm.

• **Moments d'Inertie:**

$I = bx^3 / 3 + 15. As. (d- x) = 0$

$I = 100 (3,94)^3 / 3 + 15 (17,5 - 3,94)^2$

I = 12602,30 cm²

• **Vérification des Contraintes:**

1) Acier:

- D'après le B.A.E.L 91:
- La fissuration est préjudiciable **$\sigma_{adm} = 2020 \text{ Kgf/cm}^2$.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 Ms (d-x) / I = 1225,01 \text{ Kgf/cm}^2 \\ \sigma_s = 1225,01 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{ads} = 2020 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{array} \right.$$

2) Béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,6.Fc_{28} = 0,6.250 = 150 \text{ Kgf/cm}^2. \\ \sigma_s = 15 Ms (d-x) / I = 107,59 \text{ Kgf/cm}^2 \end{array} \right.$$

$\sigma_b = 107,56 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{ads} = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

2) En Appui:

Ms = 0,361 tf.m As = 3,83 cm²

Position de l'axe neutre:

$bx^2 / 2 + 15. As. x - 15. As. d = 0$

$50x^2 + 57,45 x - 1005,37 = 0$

$\Delta = (57,45)^2 - 4(50) x (1005,37) \implies \sqrt{\Delta} = 452,1$

X1 = -5,09 cm



$X_2 = 3,94 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad X = X_2 = 3,94 \text{ cm.}$

• **Moments d'Inertie:**

$I = bx^3 / 3 + 15. As. (d- x) = 0$

$I = 100 (3,94)^3 / 3 + 15 (17,5 - 3,94)^2$

$I = 12602,30 \text{ cm}^2$

• **Vérification des Contraintes:**

3) Acier:

- D'après le B.A.E.L 91:
- La fissuration est préjudiciable $\sigma_{adm} = 2020 \text{ Kgf/cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 Ms (d-x) / I = 1613,99 \text{ Kgf/cm}^2 \\ \sigma_s = 1613,99 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{ads} = 2020 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{array} \right.$$

4) Béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,6.Fc_{28} = 0,6.250 = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \\ \sigma_s = 15 Ms (d-x) / I = 38,84 \text{ Kgf/cm}^2 \end{array} \right.$$

$\sigma_b = 38,84 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{ads} = 150 \text{ Kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• **Vérification de la Flèche:**

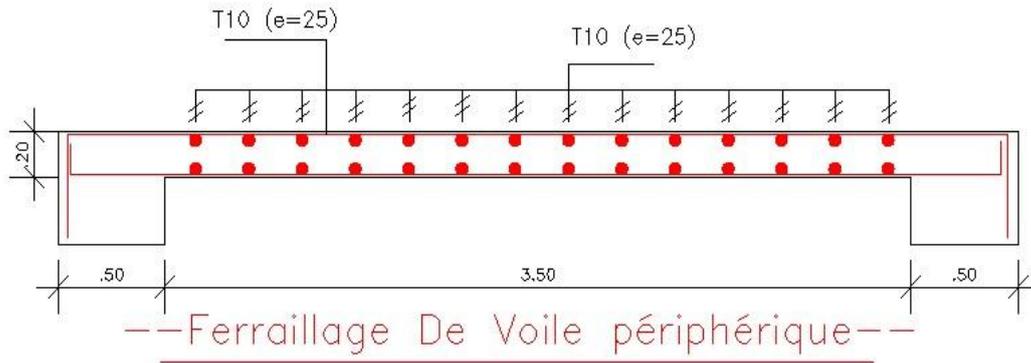
1) - $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{200}{350} = 0,57 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

2) - $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{3,83}{100 \cdot 17,5} = 0,002 \leq \frac{4,2}{Fe} = 0,011 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

3) - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,57 > 0,08 \dots\dots\dots \text{C.V.}$



II /Schéma de Coffrage et Ferrailage:





VIII .2 .ÉTUDE DE FONDATION:

VIII .2.1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

A. Classifications des Fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

1. Fondations Superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

2. Fondations Profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- fondations sur pieux (profondes).

3. Fondations Spéciales :

- fondation avec sous pression d'eau.
- fondation en terrain instable.
- fondation anti-vibratile.

B. Choix de Type de Fondation :



Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à **1, 3 bars**, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous voiles et semelles filantes sous poteaux).
- Un radier général.

VIII .2.2. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N: calculé par la combinaison ELS

Semelle	N _{ser} (t)	Semelle	N _{ser} (t)
1	35,88	25	21,45
2	39,03	26	21,16
3	39,39	27	26,25
4	35,85	28	77,08
5	115,59	29	76,66
6	49,21	30	114,60
7	10,10	31	39,44
8	10,24	32	36,35
9	55,14	33	79,56
10	36,20	34	54,00



11	39,52	35	45,42
12	80,18	36	46,37
13	26,04	37	51,83
14	25,53	38	51,83
15	75,53	39	65,93
16	54,00	40	65,96
17	79,57	41	65,64
18	76,67	42	65,61
19	76,85	43	51,12
20	26,16	44	51,91
21	21,19	45	46,66
22	21,46	46	47,59
23	9,12	47	21,45
24	9,12	48	21,16
	1047.57 t		1245.03 t

Tableau.VIII.1. Effort normal appliqué sur les fondations

VIII .2.2.1 SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec

$$A = B = \sqrt{S}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=1,30bars$

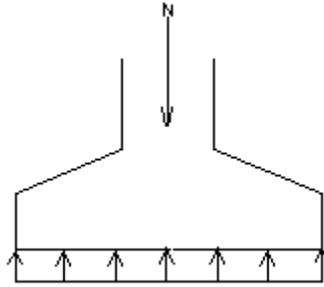


Figure.Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$N_{ser}(RDC)=115.59 \text{ t}$$

$$S= 115.59/13 = 8.89\text{m}^2$$

$$A=B=(8.89)^{0.5} =2.98 \text{ m.}$$

$$L_{min} =2.7\text{m}$$

Il faut vérifie que $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a $1,5 \times B = 4.47 \text{ m} > L_{min} = 2.7 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie}$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII .2.2.2 SEMELLES FILANTES

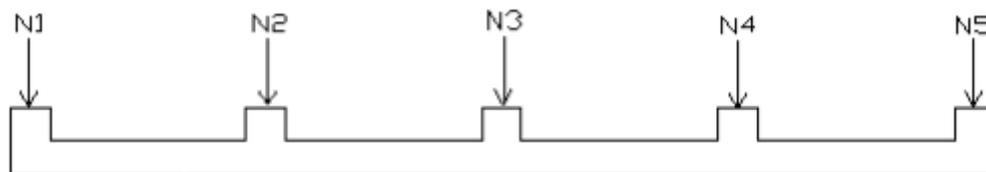


Figure.Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.



On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau VII.3.

<i>Files</i>	<i>N(t)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie}(m)</i>
A	265.74	21.58	19.62	1,04	1.10
B	161.39	13.73	19.62	0.63	0.70
C	246.80	19.62	19.62	0.96	1.00
D	316.25	25.50	19.62	1.23	1.30
E	82.31	9.81	19.62	0.32	0.50
F	154.04	11.77	19.62	0.60	0.60
G	261.74	21.58	19.62	1,03	1,10
H	301.9	23.54	19.62	1,18	1,20
J	188.77	15.69	19.62	0.74	0.80

Tableau.VIII.2. Sections des semelles filantes

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = 1978.96/140.15 = 14.12 > 13 \text{ bars}$$

Conclusion

Il y a un chevauchement des semelles car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle.



Il est donc recommandé d'opter un radier général.

Recherche du type de fondation adopte :

C. Surface du Contact avec le sol :

La détermination de la surface de contrainte (S_c) fait à L'E.L.S ; sans tenir compte du moment fléchissant dans les poteaux (généralement faible) ; et en négligeant le poids propre de la fondation avec utilisation de la condition.

$$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la relation suivante :

$$\sum S \text{ semelle} > S \text{ tot.bat}$$

Les Résultats pour chaque voile sont :

Semelle	N_{ser} (t)
1	101,07
2	101,30
3	100,38
4	99,97
5	97,97
6	73,23
7	91,57
8	73,30
9	48,32
10	56,66
	843,77 t

Tableau VIII .2.1. Les Résultats des efforts N pour chaque voile



Les Résultats pour chaque poteau sont :

Semelle	N _{ser} (t)	Semelle	N _{ser} (t)
1	35,88	25	21,45
2	39,03	26	21,16
3	39,39	27	26,25
4	35,85	28	77,08
5	115,59	29	76,66
6	49,21	30	114,60
7	10,10	31	39,44
8	10,24	32	36,35
9	55,14	33	79,56
10	36,20	34	54,00
11	39,52	35	45,42
12	80,18	36	46,37
13	26,04	37	51,83
14	25,53	38	51,83
15	75,53	39	65,93
16	54,00	40	65,96
17	79,57	41	65,64
18	76,67	42	65,61
19	76,85	43	51,12
20	26,16	44	51,91
21	21,19	45	46,66
22	21,46	46	47,59
23	9,12	47	21,45
24	9,12	48	21,16
	1047.57 t		1245.03 t

Tableau VIII .2.2. Les Résultats des efforts N pour chaque Poteau :



a) **Donc la somme totale est égale :**

$$\sum N = 843,77 + 1047,5 + 1245,0 = 3136,27 \text{ t}$$

$$\frac{N}{\sigma_s} = \frac{3136,27}{13} = 241,25 \text{ m}^2$$

b) **La surface totale du bâtiment est égale :**

$$L_x \times L_y = 24,5 \times 19,62 = 480,69 \text{ m}^2$$

On vérifie que :

$$S_{\text{semelles}} = 241,25 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 0,5 \times 480,69 \text{ m}^2 = 240,34 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier générale.

Donc :

On adopte **un radier nervurer.**

I. Pré dimensionnement du Radier :

1) Définition :

On choisit un radier général type dalle épaisse enchaînée par des poutres transversales et longitudinales.

Le choix de le radier est justifié par :

- $S_{\text{semelle}} / S_{\text{bat}} > 241,25 / 480,69 = 0,51 > 0,50$
- Terrain inondé par l'eau.

2) Epaisseur du radier :

L'épaisseur (**hr**) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

$$hr \geq L_{\text{max}} / 10$$

Avec :

L max : Distance maximale entre deux files successives (**L max = 6,20 m**)



Donc ; $h_r \geq 0,62 \text{ m}$

3) Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} > 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives (**L_{max} = 6,2 m**).

E : Module d'élasticité du béton **E = 3.21x 10⁹ kg/m²**.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen

(**K = 4000x10³kg/m³**) d'où ;

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$h_r > 0,72 \text{ m}$

Le choix final :

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est : **h = 120 cm**

$0,30 h < b < 0,5h$ **donc** $36 \text{ cm} < b < 60 \text{ cm}$

Donc ; on adopte largeur de nervure: **b = 50cm**

4) Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S_{\min} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_s$$

$$N = G + Q = 3136270 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 13000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\min} = 241, 25 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de : **S_{bati} = 480.69 m²**, La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).



5) Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (hr/2, 30\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit : **D = 40 cm**

D'ou: **Sr = S bati + SD = 516, 12 m²**

Sr : Surface de radier.

S bati : Surface totale du bâtiment.

SD : surface totale de débordement

Alors la surface de radier est : **Sr = 516, 12 m².**

Dalle de radier :

6) Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \tau_{u \text{ adm}} = \min (2,5 ; 5) \text{ Mpa}$$

b = 100 cm (bande de 1 m)

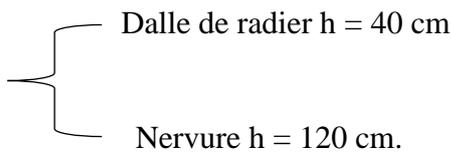
d = 0,9 h

$$V_u = \frac{q_u * L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u * L_{\text{max}}}{S_r} = \frac{4365.19}{516.12} * \frac{6.20}{2} = 26.2188 \text{ t} = 26218.88 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{26218.88}{100 * 0.9h} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{26218.88}{100 * 0.9 * 25} = 11.65 \text{ cm}$$

On adopte :



II. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W > \delta \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier : **W = W bat + W rad**



$$W = 1977570 + (2500 \times 516,12 \times 0,8) = \mathbf{3009810 \text{ kg}}$$

δ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\delta = 1.5$.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$).

Sr : Surface du radier ($Sr = 516,12 \text{ m}^2$)

$$\delta \gamma h Sr = 1.5 * 1000 * 2,00 * 516,12 = \mathbf{15 48360 \text{ kg}}$$

Donc ; $\delta \gamma h Sr < W$ Vérifier

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

b) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles **BAEL91**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur (3,45 m)

On doit vérifier

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$$\mu_x = 2 (L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$$

$L ; b$: Dimensions de voile

$$\mu_x = 2 (3,45 + 0,2 + 2 \cdot 0,8) = \mathbf{10,5 \text{ m} = 1050 \text{ cm}}$$

$$0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h = 0,045 \times 1050 \times 250 \times 50 = \mathbf{590625 \text{ kg}}$$

$N = 305348 \text{ kg}$ donc : $N < 590 625 \text{ kg}$**Condition vérifiée.**

C) Caractéristiques géométriques du radier :

1) Centre de gravité du radier (infrastructure) :

La forme du radier est simple pas de décrochement et pas de vide :

$$X_G = L_x / 2 = 25.3 / 2 = 12.65 \text{ m}$$

$$Y_G = L_y / 2 = 20.42 / 2 = 10.21 \text{ m}$$

2) Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :



Donné par **ROBOT** :

$$X_G = 13.46 \text{ m}$$

$$Y_G = 9,23 \text{ m}$$

3) Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 1,21 \text{ m}$$

$$e_y = 0,97 \text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

Inerties du radier :

$$I_x = 27557.26 \text{ m}^4$$

$$I_y = 17951.73 \text{ m}^4$$

d) Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

G + Q + E : pour les contraintes maximales de compression.

0,8G ± E : pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \sigma_s = 2 \text{ bars}$$

e) Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G+E) :

Sens x-x:

$$X_g = 12.65 \text{ m}$$

$$I_x = 27557.26 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_x = 1366.88 \times 1.2 = 1640.25 \text{ Tm}$$

$$N = 1366.88 \text{ t}$$

$$S_r = 516.12 \text{ m}^2$$



$$\sigma_1 = \frac{1366.88}{516.12} + \frac{1640.25}{27557.26} * 12.65 = 3.40 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1366.88}{516.12} - \frac{1640.25}{27557.26} * 12.65 = 1.90 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

Sens y-y:

$$Y_g = 10.23 \text{ m}$$

$$I_y = 17951.73 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_y = 1366.88 \times 0.98 = 1339.54 \text{ Tm}$$

$$N = 1366.88 \text{ t}$$

$$S_r = 516.12 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{1366.88}{516.12} + \frac{1339.54}{17951.73} * 10.23 = 2.66 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1366.88}{516.12} - \frac{1339.54}{17951.73} * 10.23 = 1.15 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

f) Vérification de la compression (G+Q+E):

Sens x-x:

$$X_g = 12.65 \text{ m}$$

$$I_x = 27557.26 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_x = 3053.48 \times 1.2 = 3664.17 \text{ Tm}$$

$$N = 3053.48 \text{ t}$$

$$S_r = 516.12 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{3053.48}{516.12} + \frac{3664.17}{27557.26} * 12.65 = 7.59 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3053.48}{516.12} - \frac{3664.17}{27557.26} * 12.65 = 4.23 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

Sens y-y:

$$Y_g = 10.23 \text{ m}$$

$$I_y = 17951.73 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_y = 3053.48 \times 0.98 = 2992.41 \text{ Tm}$$

$$N = 3053.48 \text{ t}$$

$$S_r = 516.12 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{3053.48}{516.12} + \frac{2992.41}{17951.73} * 10.23 = 7.62 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_2 = \frac{3053.48}{516.12} - \frac{2992.41}{17951.73} * 10.23 = 4.22 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

VI.5.LE FERRAILLAGE DE RADIER :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol

Calcul de la réaction du sol :

à l'ELU :

Selon les résultats de ROBOT on a :

$$N_u = 4365.19 \text{ t}$$

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 4365.19 * 1.2 = 5238.22 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 4365.19 * 0.98 = 4277.88 \text{ Tm}$$

Sens x-x :

$$\sigma = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I} * Xg$$

$$\sigma_1 = 10.86 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6.06 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 9.66 \text{ t/m}^2$$

Sens y-y :

$$\sigma = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I} * Xy$$

$$\sigma_1 = 10.89 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6.03 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 9.67 \text{ t/m}^2$$

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3,4 × 6.2) m².

$$L_y = 6.2 \text{ m}$$

$$L_x = 3.4 \text{ m}$$

$$\tilde{\alpha} = l_x / l_y = \frac{3.4}{6.2} = 0.54 > 0.4$$

On n'admet que le panneau porte dans les deux sens L_x, L_y. Le ferrailage s'effectuera



pour une bande de largeur unité de 1m.

Le Ferrailage dans les deux sens : (fissuration préjudiciable)

on prend le panneau le plus sollicité

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} + 1.35G_{\text{rad}} = 9.67 + 1.35 (0.4 \cdot 2.5) = 11.02 \text{ t/ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{s\text{min}} = 4,22 \text{ cm}^2$$

1. Sens x-x :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0892 \cdot 11.02 \cdot 3.4^2 = 11.36 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_{\text{ox}} = 5.68 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_{\text{ox}} = 9.09 \text{ Tm}$$

a). Ferrailage en travée :

$$b = 1 \text{ ml} \quad h = 0.40 \text{ m} \quad d = 35 \text{ cm} \quad F_{\text{bu}} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 9.09 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,052 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,066$$

$$\beta = 0,973$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 9.09 \cdot 10^5 / 0,973 \cdot 35 \cdot 348 = 7.67 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 (9.24cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

b). Ferrailage sur l'appui :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 5.68 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,032 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,040$$

$$\beta = 0,983$$



$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 5.68 \cdot 10^5 / 0.983 \cdot 35 \cdot 3480 = 4.74 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

1. Sens y-y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.250 \cdot 11.36 = 2.84 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_{oy} = 1.42 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_{oy} = 2.27 \text{ Tm}$$

a). Ferrailage en travée :

$$b = 1 \text{ ml} \quad h = 0.40 \text{ m} \quad d = 35 \text{ cm} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 2.27 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,013 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,016$$

$$\beta = 0,993$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 2.27 \cdot 10^5 / 0,993 \cdot 35 \cdot 3480 = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

b). Ferrailage sur l'appui :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 1.42 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,0081 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,010$$

$$\beta = 0,995$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 1.42 \cdot 10^5 / 0,995 \cdot 35 \cdot 3480 = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

Vérification a l'ELS :



Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

qs = smoy + Grad = 9.67 + (0.4*2.5) = 10.67 t/ml

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sens	Zone	Ms (Tm)	σbc(kg/cm²)	σs(kg/cm²)	σ̄bc(kg/cm²)	σ̄s(kg/cm²)	observé
x-x	Travée	9.03	65.61	1097.75	150	2020	vérifié
	Appui	5.64	46.31	685.64	150	2020	vérifié
y-y	Travée	3.70	30.64	565.79	150	2020	vérifié
	appui	2.31	18.97	478.10	150	2020	vérifié

Tableau VIII .2. 3. Les Résultats Vérification a l'ELS :

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

Sens x-x :

$$\tau = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{qu \cdot lx}{2 + \tilde{\alpha}} = \frac{11.02 \cdot 3.4}{2 + 0.54} = 14.75 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{14.75 \cdot 10^3}{100 \cdot 35} = 4.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sens y-y :

$$\tau = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{qu \cdot ly}{2 + \tilde{\alpha}} = \frac{11.02 \cdot 6.2}{2 + 0.54} = 26.89 \text{ t}$$



$$\tau = \frac{26.89 \cdot 10^3}{100 \cdot 35} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kgf/cm}^2$$

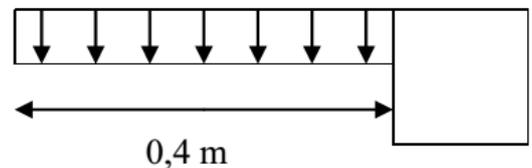
$$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Le ferrailage de débord

On le étudier comme une console encastrée dans la nervure et libre dans l'autre coté qui chargée avec la contrainte de sol

à ELU : On a

$$q_u = 11.02 \text{ Tm} \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$



Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} \quad L = 0.4 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{11.02 \cdot 0.4^2}{2} = 0.88 \text{ t.m}$$

Calcul de ferrailage :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 0.88 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,0050 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,0062$$

$$\beta = 0,997$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 0.88 \cdot 10^5 / 0,997 \cdot 35 \cdot 3480 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

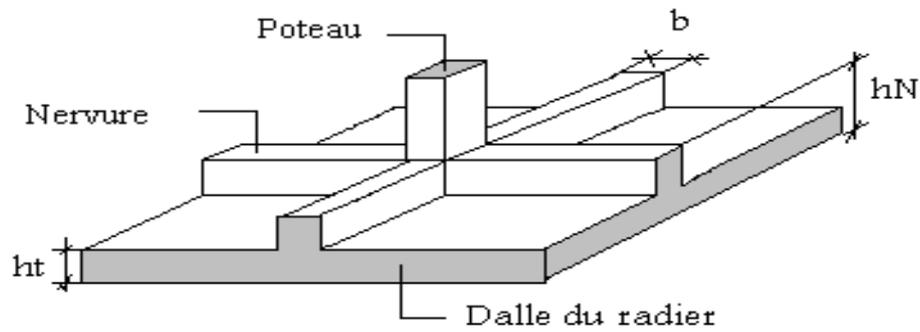
$$A_{smin} = 4,22 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

Ferrailage des nervures :



On choisit les nervures les plus sollicité (sens transversal et sens longitudinal)



a) Nervure transversal :

$$L=6.20 \text{ cmb}=40 \text{ cm} \quad h=120 \text{ cm} \quad c=5 \text{ cm}$$

On calcule la charge qui sollicite la nervure par la somme des deux efforts tranchant qui revient par les panneaux voisins de la nervure(par ROBOT)

$$q_u = 42.14 \text{ t/ml}$$

$$q_s = 31.08 \text{ t/ml}$$

les moment fléchissant sont :

à ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 202.48 \text{ Tm}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 129.98 \text{ Tm}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 101.24 \text{ Tm}$$

à ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 149.32 \text{ Tm}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 119.45 \text{ Tm}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 74.66 \text{ Tm}$$

Le ferrailage :

le ferrailage sera en flexion simple

En travée :

$$\mu = M_u / bd^2f_{c28}$$

$$\mu = 129.98 * 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,173 < 0,392 \quad A_s' = 0$$



D'après tableau:

$$\alpha = 0,239$$

$$\beta = 0,904$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 129.45 \cdot 10^5 / 0,904 \cdot 115 \cdot 3480 = 35.78 \text{ cm}^2$$

On adopte A_s (39.27 cm²)

8HA25

En appui :

$$\mu = Mu / bd^2 f_{c28}$$

$$\mu = 101.24 \cdot 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,134 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,180$$

$$\beta = 0,927$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 101.24 \cdot 10^5 / 0,927 \cdot 115 \cdot 3480 = 27.28 \text{ cm}^2$$

On adopte A_s (33,58 cm²) (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$



Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Ms (t.m)	σ_{bc} (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	observ
Travée	119.45	131.91	664.89	150	2020	vérifié
Appui	74.66	83.86	415.64	150	2020	vérifié

Tableau VIII .2. 3. Les Résultats de Vérification de l'effort tranchant ELS

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{qu \cdot ly}{2} = \frac{42.14 \cdot 6.2}{2} = 130.63 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{130.63 \cdot 10^3}{40 \cdot 115} = 21.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 \text{ fc}28; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

b) Nervure longitudinal :

$$L=3.4 \text{ cm} \quad b=40 \text{ cm} \quad h=120 \text{ cm} \quad c=5 \text{ cm}$$

On calcule la charge qui sollicite la nervure par la somme des deux efforts tranchant qui revient par les panneaux voisins de la nervure

$$qu = 52.34 \text{ t/ml}$$

$$qs = 38.71 \text{ t/ml}$$

les moment fléchissant sont :

à ELU :

$$\text{moment isostatique : } M0 = ql^2/8 = 75.63 \text{ Tm}$$

$$Mt = 0,8.M0 = 60.50 \text{ Tm}$$

$$Ma = 0,5.M0 = 37.81 \text{ Tm}$$

à ELS :



Moment isostatique : $M_0 = ql^2/8 = 54.63 \text{ Tm}$

$M_t = 0,8.M_0 = 43.70 \text{ Tm}$

$M_a = 0,5.M_0 = 27.31 \text{ Tm}$

Le ferrailage :

le ferrailage sera en flexion simple

En travée :

$\mu = M_u / bd^2 f_{c28}$

$\mu = 60.50 \cdot 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,080 < 0,392 \quad A_s' = 0$

D'après tableau:

$\alpha = 0,064$

$\beta = 0,974$

$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

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

$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 37.81 \cdot 10^5 / 0,974 \cdot 115 \cdot 348 = 9.69 \text{ cm}^2$

On adopte $A_s (33,58 \text{ cm}^2)$ (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

En appui :

$\mu = M_u / bd^2 f_{c28}$

$\mu = 37.81 \cdot 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,050 < 0,392 \quad A_s' = 0$

D'après tableau:

$\alpha = 0,180$

$\beta = 0,927$

$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

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

$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 101.24 \cdot 10^5 / 0,927 \cdot 115 \cdot 348 = 27.28 \text{ cm}^2$

On adopte $A_s (33,58 \text{ cm}^2)$ (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 40 \cdot 115 \cdot 2.1 / 400 = 5,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{B.A.E.L}$



$A_{min} = 0.006 \times b \times h = 0,006 \times 40 \times 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{R.P.A}$

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Ms (Tm)	$\sigma_{bc}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_s(\text{kg/cm}^2)$	observé
Travée	43.70	49.08	243.28	150	2020	vérifié
Appui	27.31	30.67	152.03	150	2020	vérifié

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau = \frac{Tu}{bd}$

$Tu = \frac{qu \cdot ly}{2} = \frac{52.34 \cdot 3.4}{2} = 88.97 \text{ t}$

$\tau = \frac{88.97 \cdot 10^3}{40 \cdot 115} = 19.34 \text{ kg/cm}^2$

$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Calcul de l'armature de peau : (BAEL .83)

$H > 2(h - f_e/2) \rightarrow H > 1.6 \text{ m}$

$A_{peau} > 3(2b + 2H)$

$A_{peau} > 3(2 \cdot 0.5 + 2 \cdot 1.6) \rightarrow A_{peau} > 12 \text{ cm}$

On adopte 4HA8



Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre : On a $\left\{ \begin{array}{l} s_t < \min (h/35 ; b/10 ; 4\phi) \\ s_t < \min (1200/35 ; 500/10 ; 20) = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$

On prend : 1T8

Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $s_t \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (120/4, 12 \times 2,5) = 30 \text{ cm}$

En zone courante : $s_t \leq h / 2 = 120 / 2 = 60 \text{ cm}$

Donc on adopte :

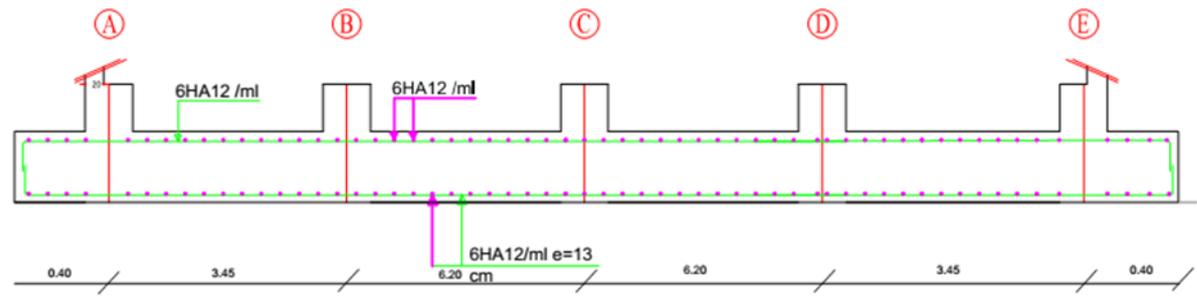
$s_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ En zone nodale.

$s_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ En zone courante.

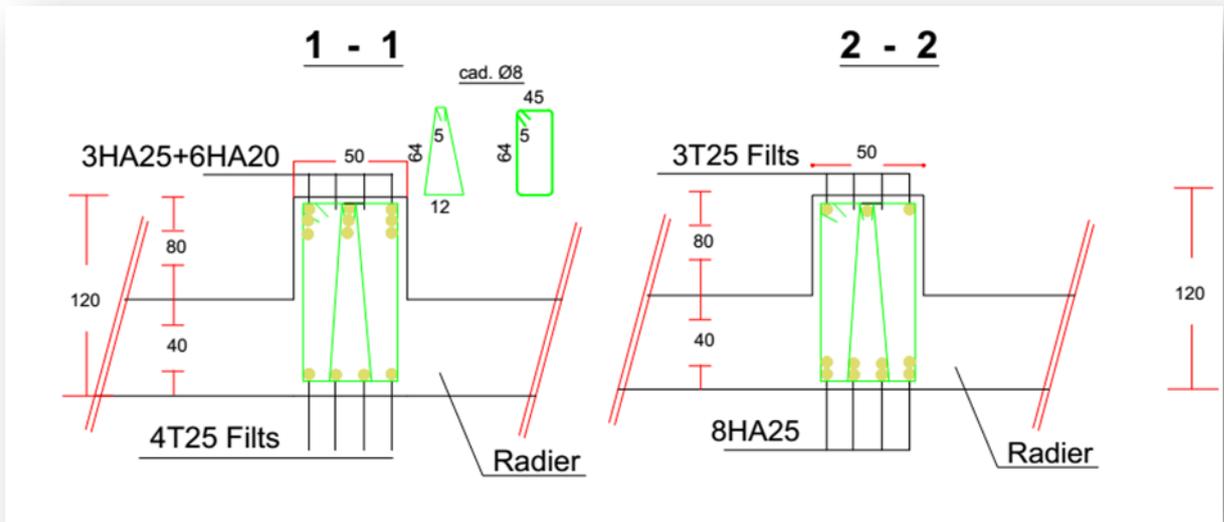
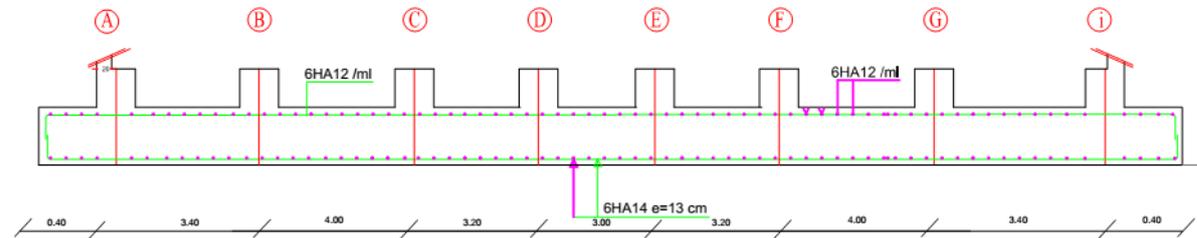


Schéma de ferrailage :

Coupe Radier Général B-B sens Y



Coupe Radier Général A-A sens X





CONCLUSION

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)

- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir



خاتمة

خاتمة عامة

إن دراسة هذا المشروع هي أول اختبار حقيقي لنا قبل الانضمام إلى الحياة النشطة ، وهذا سمح لنا بتحسين معرفتنا بمشاكل التصميم ودراسة الإطار الخرسانية المسلحة وكذلك لتوسيع المعرفة في المجال العملي.

لقد أدركنا أيضًا التطور الكبير للهندسة المدنية على جميع المستويات ، وخاصة في مجال الحوسبة (برمجيات) التي تعلمنا تطبيقها أثناء تحقيق هذا المشروع ، فضلا عن اللوائح للكمبيوتر ، سنشير إلى التي تحكم مبادئ تصميم ROBOT وحساب الهياكل في قطاع البناء. يتم ذلك من قراءة المراجع البيبليوغرافية المختلفة

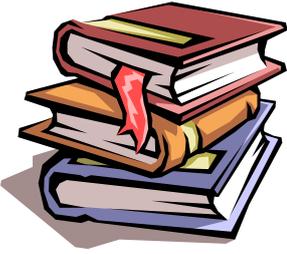
تم تنفيذ المشروع الحالي على أساس معيارين ، هما مقاومة العناصر الحاملة للمبنى واستقرار شكله مقابل الضغوط المختلفة لضمان سلامة المستخدمين وتكييفها. الحلول الاقتصادية

بعد دراسة هذا المشروع ، وجدنا أن :

1. من أجل التعزيز: لوحظ أن العديد من العناصر الهيكلية لم تلغى بالحد الأدنى المقترح من قبل RPA99 v 2003
2. جبرنا الفائض من التعزيز على زيادة القسم من الخرسانة ، دون العودة إلى الأبعاد المسبقة
3. لترتيب وسلوك الأشرطة ؛ يعتبر ترتيب الأشرطة عاملاً أكثر أهمية بكثير من كمية الأشرطة التي يجب وضعها في الهيكل ، وله دور محدد في سلوك هذا الأخير مقابل الزلزال.

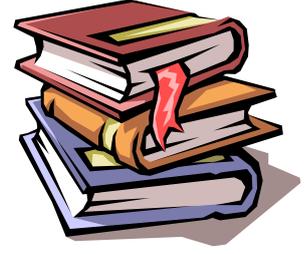
لتصور (ROBOT) من تم تعزيز الأشرطة بالطريقة المبسطة ، بناء على القيود. كان استخدام واجهة المستخدم الرسومية طبيعة وقيود القيود مفيداً جداً في حالتنا

في النهاية ، نأمل أن يجلب هذا العمل المتواضع زائداً إلى قسمنا وسيخدم في الترقيات المستقبلية .



bibliographie

bibliographie



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

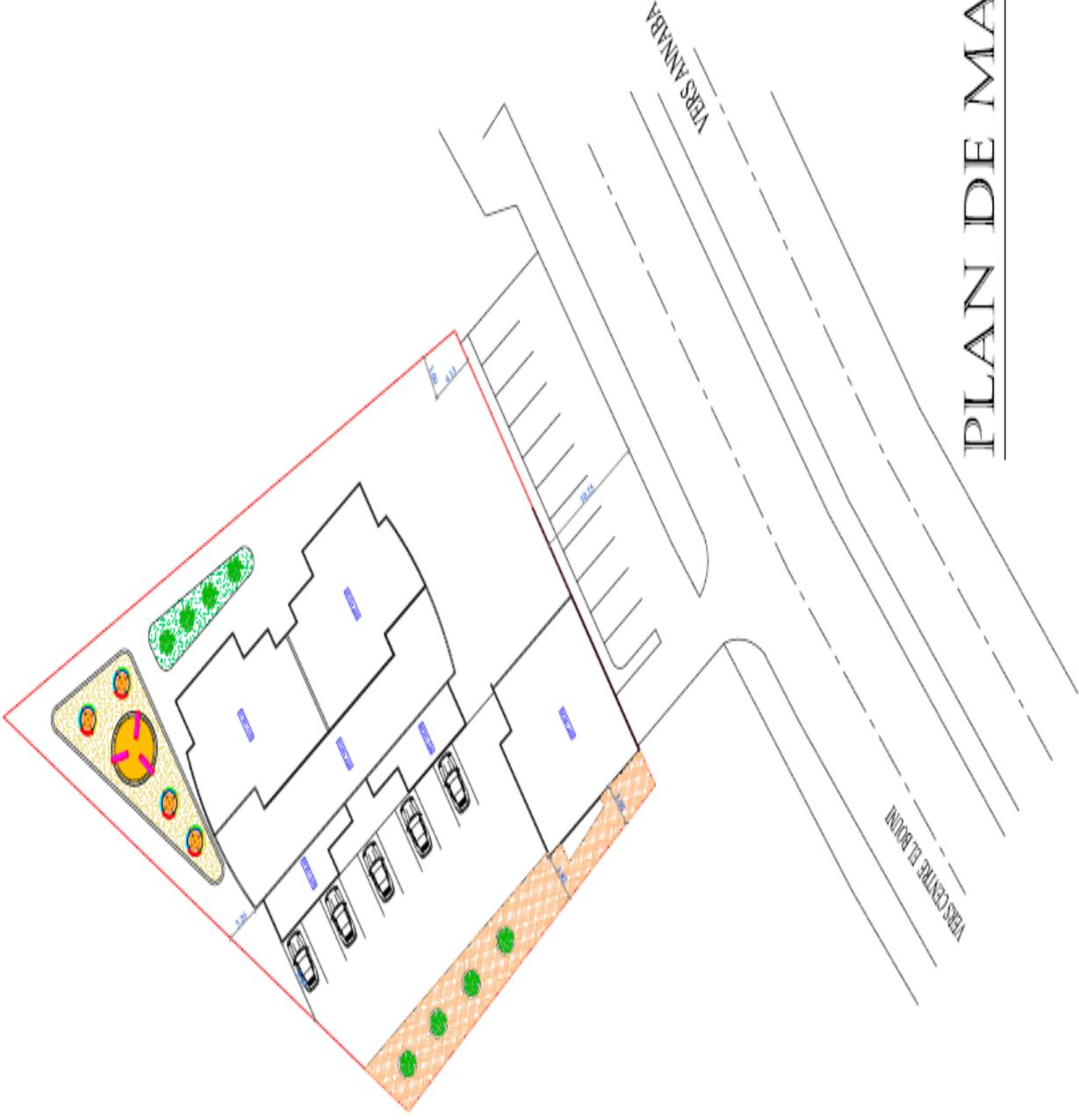
-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

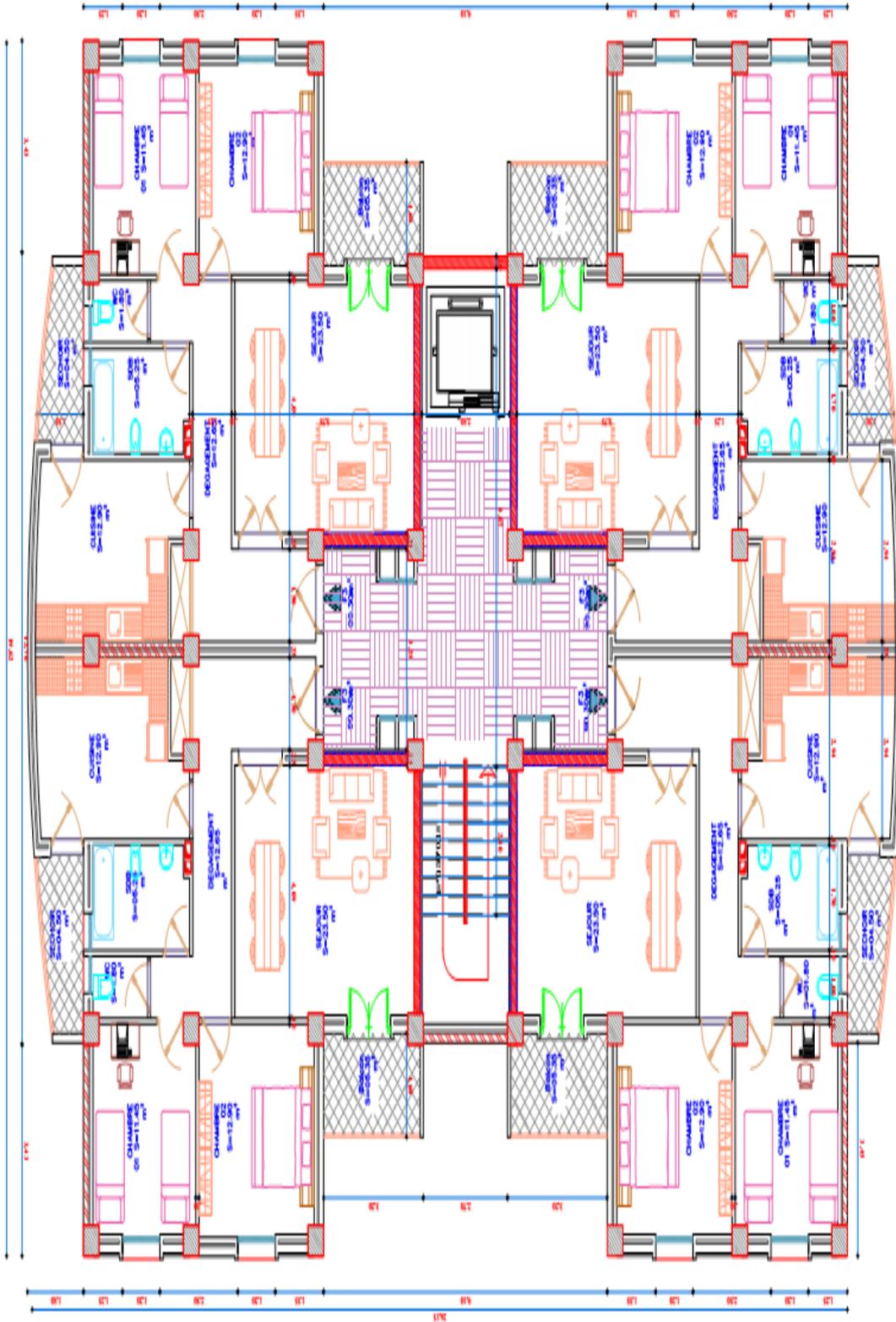
-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol contreventement mixte...UBMA
-  Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+ 9 étages + s/sol).....USDB

LOGICIELS

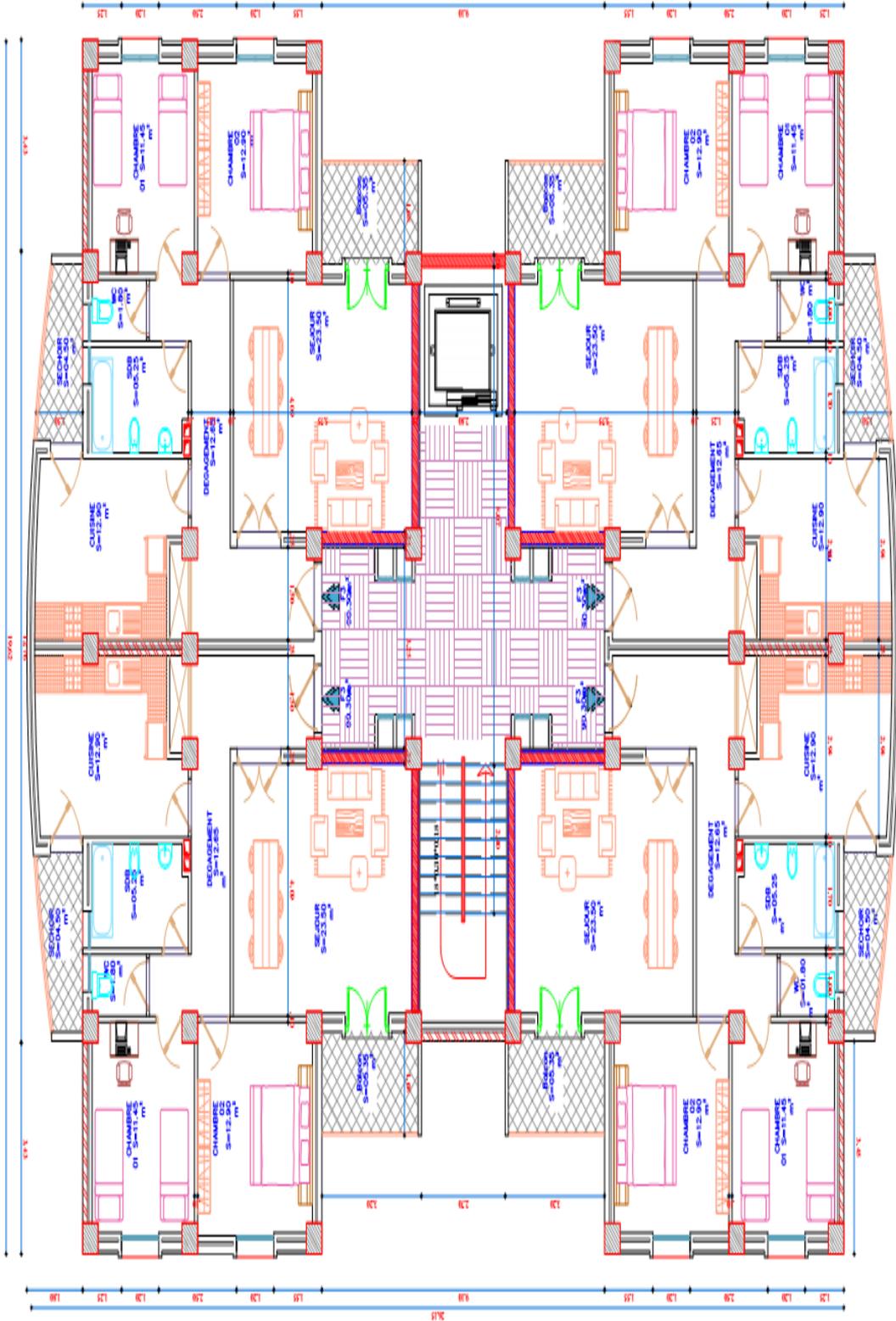
-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2014**
-  Logiciel de ferrailage **EXPERT 2010**
-  EXCEL 2013
-  WORD 2013
-  AUTO CAD 2013



PLAN DE MASSE



PLAN ETAGE COURANT 2EME - 5EME



PLAN ET AGE COURANT 6EME - 9EME