

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : GINI CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10)

Contreventement mixte situé à Batna

Nom et Prénom de l'étudiant :

CHERAITE RABAB

Encadreur :

BELKACEM MONIA

Promotion : Juin 2022

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur Mme **Belkacem Mounia** pour tous les conseils, supports et l'aide qu'elle nous a prodigués, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis pour toutes ces aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.*

*Nos remerciements s'adressent à l'ensemble des professeurs et du personnel pédagogique du département (génie civil) et particulièrement Mr : **MECHKOURI Mohamed**, **MEGHAZZI .L. Ismail** , **Talleh Bachir** , pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail,*

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil).

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout miséricordieux, le Très
Miséricordieux

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents

À ma mère et mon père que Dieu le Tout Puissant les garde en bonne santé.

À mes chers frères

YACINE

À mes très chères sœurs

FATEN, KANZA, WAHIBA, NARIMEN

À mes chers neveux

JAWAD, MAYARE

À toutes les familles

CHERAITE

MANAL, AMIRA, SABRINA, SOSO, HODA, BARKAHEM, HANAN.....

À tous mes chers amis (es) au travail

HANAN, AMEL, SAMIRA, HANA, OSAMA, NAJET, ABIRE, MALEK, HANAN,
MAJDA

À toute la promotion Génie Civil 2021 /2022

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+10), implanté à la wilaya de BATNA. Cette région est classée en zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 /V2003.

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers sept chapitres présentant les étapes suivantes : le Pré dimensionnement, la descente de charge, le ferrailage des éléments secondaires l'étude dynamique, le ferrailage des éléments structuraux, et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 et RPA99 version (2003), les DTR Algériens.

المخلص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني، متكونة من عشرة طوابق + طابق أرضي والتي ستنشأ في مدينة باتنة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99/V2003 ناقشنا فيها تصميم العناصر الهيكلية للبناء، كانت وفق الخطوات التالية: حساب الأبعاد، تنزيل الحمولات، تسليح العناصر الثانوية، الدراسة الديناميكي، تسليح العناصر الهيكلية، وحساب العناصر السفلى، مع الإشارة إلى إن نمذجة الهيكل وحساب التأثيرات قد تم بواسطة برنامج Robot، مع احترام بعض القوانين ، BAEL91 وكذلك القوانين التقنية الجزائرية.

SOMMAIRE

Remerciement	02
Dédicaces	03
Résumé	04
Sommaire	05
Introduction Générale	12

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I-1 Introduction:.....	14
I-2 Description du bâtiment :	14
I-3 Conception de la structure du bâtiment :	14
I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	16.
I-4-1 Béton :	16
I-4-1-1 Résistance du béton :	16
I-4-1-2 Modules de déformation longitudinale :	17
I-4-1-3 Module de déformation transversal :.....	17
I-4-1-4 Coefficient de Poisson	17
I-4-1-5 Contraintes limites :	18
I-4 -2 Acier	19
I-4-2-1 Caractéristiques mécaniques :	20
I-4-2-2 Module d'élasticité des aciers :	20
I-4-2-3 Contraintes limites :.....	20
I-5 Les actions et les sollicitations:.....	21
I-5-1 Les actions :.....	21
I-5-2 Les sollicitations :.....	22
I-5-3 Les combinaisons d'action :.....	22
I-6 Règles et normes de calcul :.....	22
I-7 Hypothèses de calcul :	23.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENT CHARGES :

II-1 Introduction :.....	25
II-2 les charges règlements :.....	25.
II-2-1 les charges permanentent G	25
II-2-2 les charges d'exploitation Q.....	25.

II-3 Descent de charges	26
II-3-1 Plancher terrasse.....	26
II-3-2 Plancher courantes étages habitation	26
II-3-3 Balcon étages courants	26
II-3-4 Balcon terrasse	28
II-3-5 Escalier	27
II-3-6 Murs extérieurs en maçonnerie	28
II-3-7 Acrotère.....	29
II-4 Prédimensionnement des éléments structuraux	29
II-4-1 Introduction	29
II-4-2 Plancher	29
II-4-3 Balcon dalle plein	30
II-4-4 Poutre.....	32
II-4-5 Poutre Palière	33
II-4-6 Poteaux	33
II-4-7 Escaliers.....	35
II-4-8 les voiles	36
II-5 Descente des charges sur poteau	37
II-5-1 poteau de rive C -3.....	38
II-5-2 poteau d'Angèle E-1	42
II-5-3 poteau de centre D -2	46.
II-5-4 Vérification de la section de poteau	49
<u>CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</u>	
III-1 Introduction :.....	53
III-2 L'acrotère :	53
III-3 LES Escalier	58
III-4 Poutre palière	67
III-5 Balcon	73
III-6 Plancher	79
1) Méthode trois moment	80
2) Méthode Caquot	84
3) Méthode forfaitaire	87.
<u>CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE</u>	
IV -1 Introduction :.....	101

IV-2 Objectif l'étude dynamique	101
IV-3 Méthode statique équivalent	101
IV-4 Méthode d'analyse spectrale.....	101
IV-5 Nombre de mode à considérer	104
IV-6 Description de logiciel ROBOT	105
1) Premier variante	105
2) Deuxième variant	107
3) Troisième variante	109
IV-7 Vitrification de l'interaction portique –voile de la structure	114
IV-8 Vérification de l'effort tranchant à la basse	115
IV-9 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	117
IV -10 Vérification des déplacements	120
IV-11 Vérification vis –à vis de l'effort (P- Δ)	121
IV -12 Vérification de renversement	122
IV -13 Caractéristique géométrique et massique	123
IV-13-1 centre de masse	123
IV13-2 centre de torsion	123
IV-13-3 l'excentricité théorique est accidentelle	123.
IV-14 Vérification de l'effort normal réduit	124

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-1 Introduction	127
V-2 Combinaisons d'actions	127
V-3 Ferrailage des poteaux	127
V-3-1Recommandations du RPA99/V2003	128
V-3-2 Pourcentage minimale et maximale des armature longitudinale	128
V-3-3Les sollicitations dans les poteaux	130
V-3-4 Calcul des ferrailages	130
V-3-4-1 Vérification	132
V-3-4-2Vérification de l'effort tranchant	134
V-4 Ferrailage des poutres	136
V 4-1 Calculs ferrailage.....	138
V 4-2 vérifications	139
V-4-3 vérification de l'effort tranchant	141
V-4-4 Effort tranchant dans les différentes poutres	141

V 4-5 Vérification de la flashe	141
V-5 ferrailage des voiles.....	144
V-5-1 les sollicitations dans les voiles	146
V-5-2 calcule ferrailage des voiles	146
V-5-3 Vérification de flambements	147
V-5-4 l'espacement	148

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IV-1 Introduction	151
IV-2 Différents types de fondations	151
IV-3 Le choix de type de fondation :	151
IV-4 Combinaison d'action	151
IV-5 Calcul des fondations	151
IV -6 Etude du radier	152
IV 6-1 Pré dimensionnement du radier	152
IV-6-2 Calcul la surface minimale du radier	153
IV-6-4 Les vérifications nécessaires	154
IV-6-4-1 Vérification de la contrainte de cisaillement	154
IV-6-4-2 Vérification des contraintes du sol	154
IV-6-5 Vérification de la stabilité au renversement sous (0.8G±E)	156
IV-7 Ferrailage du radier	157
IV-7-1Méthode de calcul	157
IV-7-2 Evaluation des charge	157
IV-7-3 Calculs moment fléchissant	158
IV-7-4 Calculs des armatures de la dalle du radier	158
IV-7-5 Vérification de l'effort tranchant	159
IV-8-Etude du bâbord du radier	159
IV-8-1 Armature longitudinales	159
IV-8-1 Condition de nom fragilité	160
IV-8-3 Vérification au cisaillement	160
IV-9 Etude de la nervure	161
IV-9-1 Calcul des armatures des nervure	162
IV-9-2 Vérification de l'effort tranchant	163
IV-10 Etude de longrine	164
IV-10-1 Pré- dimensionnement de longrine	165

IV-10-2 Calcul des armatures longitudinale	165
IV-10-3 La dalle flottante	166
IV-10-4 Mise en œuvre	166
IV-10-4 Préparation du sol	167
IV-10-6 Mise en place de terre pleine	167
IV-10-7 Exécution de dallage	167
Conclusion	168
Référence Bibliographique	169

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de construction est un vaste domaine qui a évolué durant l'histoire, non seulement dans la conception et aussi dans les matériaux utilisés dans les structures. Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur. Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation à BATNA. Cette structure est contreventée par un système mixte (voile plus portique). On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, selon les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, pré dimensionnement, descente de charges, étude dynamique, ferrailage des éléments structuraux et calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations ont été faits à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL91 -83 et le RPA 99 version (2003).

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) :
- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses)
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

CHAPITRE I

PRESENTATION

DU PROJET

I- 1 INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux , poutres, voile Q.) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/V 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I- 2 DESCRIPTION DU BATIMENT :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment (R+10) de forme en plan irrégulière, à usage d'habitation (Groupe d'usage2), contreventement mixte. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée selon Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003) comme zone de faible sismicité (Zone I) à wilaya de Batna.

I-3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un rez-de-chaussée, 10 étages à hauteurs identiques et une terrasse inaccessible. Les dimensions du bâtiment sont :

- Hauteur du RDC**3,23 m**
- Hauteur étages courant.....**3,23 m**
- Un acrotère**0, 6 m**
- Hauteur totale**36.13 m**
- Longueur en plan..... **18 m**
- Largeur en plan**26 m**
- La circulation en élévation est assurée par un escalier
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

I.3. Conception de la structure du bâtiment :**a) Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts

horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques et les actions sismiques

b) Plancher:

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- 1) Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- 2) Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- 3) Nécessite peu de coffrage.
- 4) Bonne isolation thermique et phonique.

c) Escalier:

La circulation verticale est assurée par un escalier à trois volées construites en béton armé.

d) Les murs:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués deux parois de briques d'épaisseur 10 cm et 30cm.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- 1) Carrelage : $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour les planchers, l'épaisseur } e=2\text{cm.} \\ \text{Pour les escaliers, l'épaisseur } e=2\text{cm.} \end{array} \right.$
- 2) Enduit plâtre : $\left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm pour les murs intérieurs} \\ 2\text{cm pour les plafonds.} \end{array} \right.$
- 3) Enduit en ciment : pour les murs extérieurs et les cloisons.

f) Balcon :

Notre balcon sont réalisés en dalle pleine en plancher RDC leur rôle est un abri soleille à l'entrée d'un meuble.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.4.1. Béton :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable , gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants

- La Composition courant d 1 m3 du béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de Ciment (CPI42.5).
- 800 kg/l de Gravier ($\Phi \leq 25$ mm).
- 400 kg/l de sable ($\Phi \leq 5$ mm).
- 180 L/m³ d'eau de gâchage.

I.4.1.1. Résistance du béton :**a) Résistance du béton à la compression : BAEL91 (art A.2.1, 11)**

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm² ($\Phi = 16$ cm) de section et une hauteur double du diamètre (32 cm).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jour .

b) Résistance du béton à la traction : BAEL91 (art A.2.1, 12)

Elle est représentée par le symbole f_{tj} , cette résistance est une fraction de la résistance à la compression. Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.6 \times f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

I.4.1.2. Modules de déformation longitudinal :

a) Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} : BAEL91 (art A.2.1, 21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}}$

b) Le module de déformation longitudinale différé : BAEL91 (art A.2.1, 22)

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

I.4.1.3. Module de déformation transversal :

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $\frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec:

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$\nu = 0.0$ dans le cas des E.L.U.

$\nu = 0.2$ dans le cas des E.L.S

I.4.1.4. Coefficient de Poisson BAEL91 (Art A.2.1, 3)

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale:

$$G = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta l / l_0} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Avec:

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_l : Déformation limite longitudinale.

I.4.1.5. Contraintes limites :**a) Etat limite ultime E.L.U: BAEL91 (art A4.3.4)**

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en Supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées. La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

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

0.85 = coefficient réducteur

θ : dépend de la durée d'application des contraintes

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas des combinaisons accidentelles)} \\ 1.5 & \text{(pour les combinaisons fondamentales)} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{(action courantes)} \\ 18.45 \text{ MPa} & \text{(action accidentelles)} \end{cases}$$

Notation :

$\theta=1$ durée >24h

$\theta=0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta=0.85$ durée <1h

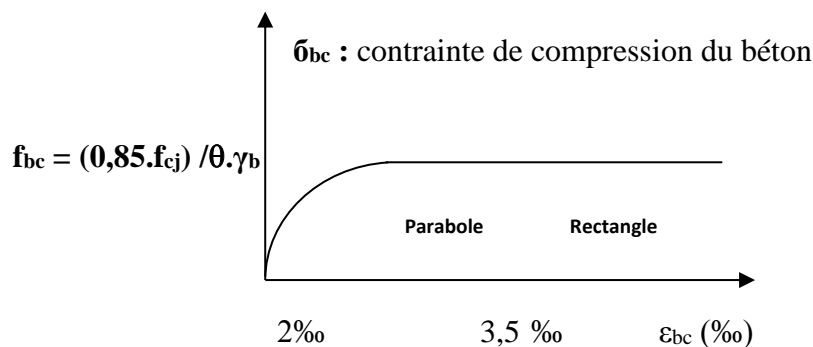


Diagramme de déformation-contrainte du béton à l'E.L.U.

c) **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (art A.5.1, 21)**

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales):

$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA})$ en fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA})$ en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.

• Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur de la pièce.

d) **Etat limite de service E.L.S: BAEL 91 (art A.4.5, 2)**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$

I.4.2. Acier:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.4.2.1. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e :

- Les Rond lisse (RL) FeE215 et FeE235 pour les armatures transversales.
- Barre à hautes adhérences (HA) FeE400 et FeE500 pour les armatures longitudinales

I.4.2.2. Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.105\text{MPa}$.

I.4.2.3. Contraintes limites :**a) Etat limite ultime E.L.U: BAEL91 (art A 2.2.2)**

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_S ayant les valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_S} \Rightarrow \varepsilon_S > 1.74 \text{ ‰}$$

$$\sigma = E_s \times \varepsilon_S > 1.74 \text{ ‰}$$

γ_S : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_S = 1,15$ (cas général) $\Rightarrow \sigma_S = 348\text{MPa}$
- $\gamma_S = 1$ (combinaisons accidentelles) $\Rightarrow \sigma_S = 400\text{MPa}$

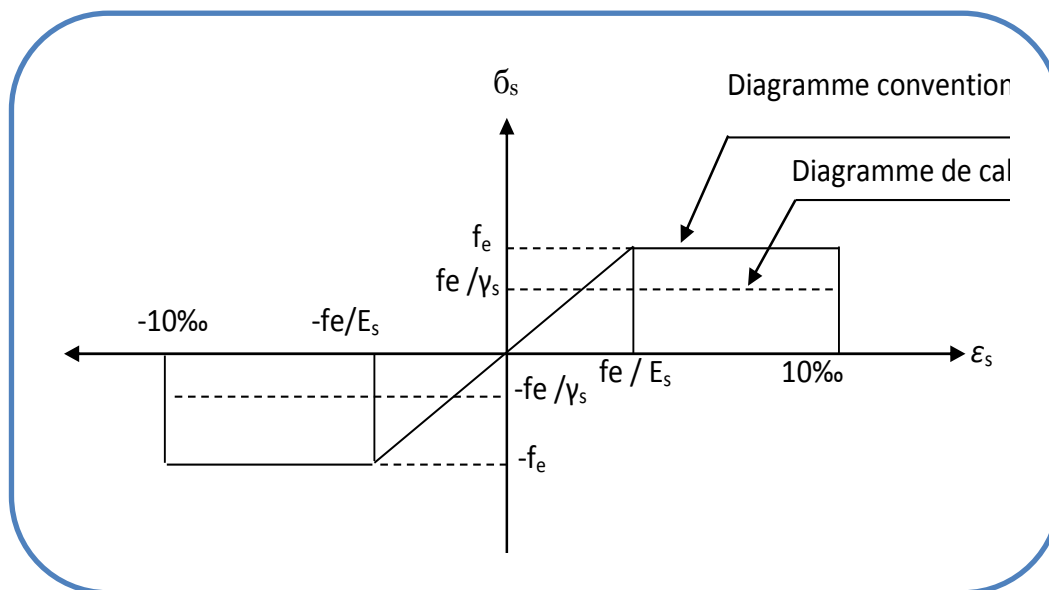


Diagramme des contraintes - déformations d'acier à l'E.L.U

b) Etat limite de service E.L.S: BAEL91 (art A.4.5.2)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 fe ; 110\sqrt{\eta} ftj)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 fe ; 90\sqrt{\eta} ftj)$.

Avec : η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.

I.5. Les actions et les sollicitations:

I.5.1. Les actions : BAEL91 (art A.3.1) :

Appelle actions, les forces et les couples de forces dûs aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction.

→ Les actions permanentes (G) : Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable elles comprennent :

- 1) Le poids propre de la structure.
- 2) Le poids des cloisons, revêtements.
- 3) Les poussées des terres ou les pressions des liquides.

→ Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- 1) Les charges d'exploitations.
- 2) Les charges climatiques (neige et vent).
- 3) Les effets thermiques.

→ Les actions accidentelles (FA) : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- 1) Les chocs.
- 2) Les séismes.
- 3) Les explosions
- 4) Les feux.

I.5.2. Les sollicitations : BAEL91 (art A.3.2)

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

I .5.3. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

-Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

-Situation accidentelles:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

I.6. Règles et normes de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règlement neige et vent (RNV 99).
- CBA 93 (Code du béton armé)

I.7. Hypothèses de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

ET DESCENTE DE

CHARGES

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du CBA93.

II-2 les charges réglementaires :

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II-2-1 Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II-2-2 Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II-3 DECENT DE CHARGE :

II-3-1 Plancher terrasse :

Charge permanente :

N°	Désignation	e(m)	ρ(KG/M³)	Charge G (KG/M²)
01	Protection en gravillons roulés	0.05	1500	75
02	Etanchéité multicouches	0.05	200	10
03	Béton forme de pente	0.10	2200	220
04	Isolation thermique en liégé	0.04	400	16
05	Plancher en corps creux	0.24	/	310
06	Enduit plâtre	0.02	1000	20
				G=651

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G=651 \text{ KG/M}^2$
- Charge d'exploitation : (DTRB.C 2.2) $Q=100 \text{ KG/M}^2$

II-3-2Plancher courant étage d'habitation :

Charge permanente :

N°	Désignation	e(m)	ρ(KG/M³)	Charge G (KG/M²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
02	Mortier de pose	0.02	2000	40
03	Lits de sable	0.02	1800	36
04	Plancher en corps creux	0. 24	/	310
05	Enduit plâtre	0.02	1000	20
06	Cloisons légères			100
				G=550

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G=550 \text{ KG/M}^2$
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) $Q=150 \text{ KG/M}^2$

II-3-3 Balcons étage courant :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7$$

On a : $L = 1.20 \text{ m} \Rightarrow 8 < e < 13$

On opte pour $e = 12 \text{ cm}$.

Charge permanente :

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{KG/M}^3)$	Charge G (KG/M ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
02	Mortier de pose	0.02	2000	40
03	Lit de sable	0.02	1800	36
04	Dalle en béton armé	0.12	2500	300
05	Enduit ciment	0.02	2000	40
				G=460

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G=460 \text{ KG/M}^2$
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) $Q=350 \text{ KG/M}^2$

II-3-4 Balcon terrasse

L'épaisseur du balcon terrasse est la même que celle de l'étage courant c à d : $e = 12 \text{ cm}$

Charge permanente :

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{KG/M}^3)$	Charge G (KG/M ²)
1	Protection en gravillons roulé	0.05	1500	75
02	Étanchéité multicouches	0.05	200	10
03	Béton forme de pente	0.10	2200	220
04	Dalle en béton armé	0.12	2500	300
05	Enduit ciment	0.02	2000	40
				G=645

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G=645 \text{ KG/M}^2$
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) $Q=100 \text{ KG/M}^2$

II-3-5 Escalier :

Pour la paillese :

Charge permanente : $\alpha=40.36^0$

N°	Désignation	e(m)	$\rho(KG/M^3)$	Charge G (KG/M ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0.03	2000	60
02	Poids des marchée	0.16/2	2200	176
03	Poids des pailleses	0.12/cos α	2500	394.218
04	Enduit en plâtre	0.01	1000	10
				G=640.218 kg/m²

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) G=640.218KG/M²
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) Q=250 KG/M²

Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignation	e(m)	$\rho(KG/M^3)$	Charge G (KG/M ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0.03	2000	60
03	Poids des paliers	0.12	2500	300
04	Enduit en plâtre	0.01	1000	10
				G=370

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) G=370KG/M²
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) Q=250 KG/M²

II -3 - 6 Murs extérieurs en maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30% d'ouvertures :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignation	e(m)	$\rho(KG/M^3)$	Charge G (KG/M ²)
1	Enduit extérieur	0.02	1800	36
02	Briques creuses	0.15	1400	210
03	Briques creuses	0.10	1400	140
04	Enduit intérieur	0.015	1000	15
				G = 401

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G = 401\text{KG/M}^2$
avec 30% d'ouverture : $408 \times 0.7 = 280.7\text{kg} / \text{m}^2 \Rightarrow G = 280.7 \text{ kg/m}^2$

II- 3-7 Acrotère :

Charge permanente :

$$S = (0.03 \times 0.1) / (2) + (0.03 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0.0685$$

$$G = 0.0685 \times 2500 = 171.25\text{kg/ml.}$$

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2) $G=171.25\text{KG/m}^2$
- Charge d'exploitation : (DTR B.C 2.2) $Q=90 \text{ KG/m}^2$

II -4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-4-1 INTRODUCTION:

L'évaluation de différentes sections des éléments de notre structure :

Poutre, poteaux, voiles et autre, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appel pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tout le niveau et ce jusqu'à la fondation.

II -4-2 Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.1m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Plancher à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL 91 (art b.6.8.423).

- Condition de flèche :(CBA93)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles

le rapport t/h / L est au moins égal à $L/22,5$

$$H_t / L > L / 22.5 \rightarrow h_t > L/22,5$$

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle.

H_t : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : 5.00 m .

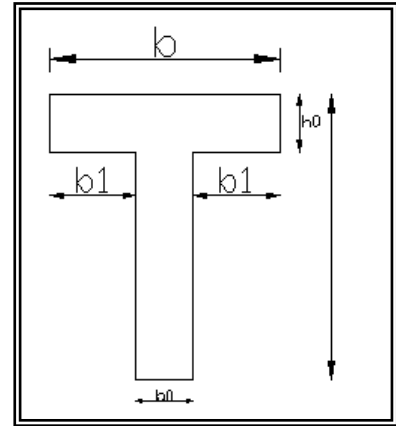
$h_t > 5.00 / 22.5 \rightarrow h_t > 20 \text{ cm} \rightarrow h_t \approx 24 \text{ cm}$.

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t \approx 24 \text{ cm}$:

20 cm : l'épaisseur de corps creux.

4 cm : dalle de compression.

- **Condition d'isolation acoustique :**



Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante : $h_t \geq 20 \text{ cm}$ C.V

Conclusion : $e = 24 \text{ cm}, (20+4) \text{ cm}$

II-4-3 Les caractéristiques géométriques des poutrelles:

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

- les corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm

La section en travée à considérer est une section en T.

La largeur de la table est donnée par la condition suivante :

$$b_1 = \min \{ l_n / 2, 1 / 10 \}.$$

$$b_1 = \min \{ l_n / 2 = 55 / 2 = 27.5 \text{ cm}, 500 / 10 = 50 \text{ cm} \}.$$

l_n = la distance entre deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$.

II-4-4 Balcon dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du balcon sera déduite comme suit :

Résistance au feu

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit **$e = 12\text{ cm}$**

Isolation phonique

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **$e = 12\text{cm}$**

Résistance à la flexion

Dalles reposant sur un seul appui : $e > L_x / 20$.

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur deux appuis a une portée égale à : $L_x = 3.3\text{ cm}$

Donc on a : $9.42\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm}$

On prend : **$e = 10\text{ cm}$**

Condition de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{\max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

$f_{\max} < L_{\max} / 250$; si la portée L est au plus égale à 4.4 m

la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = 5 q l^4 / 384 E I$$

Avec :

F_{\max} : flèche maximale du balcon

L : portée du balcon 4.4m

e : épaisseur du dalles

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton

I : moment d'inertie de la section $I = b e^3 / 12$

$$F = 1 / 1000 + 0.5 = 0.94\text{ cm}$$

$$E = 321642\text{ kg/cm}^2$$

Les charges revenant à celle –ci sont les suivantes (balcon le plus charge voir descente de charge)

$$\text{Charge permanente } G=460 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q=350 \text{ kg/m}^2$$

$$Q=(G+Q) \times b =810 \text{ kg/m}$$

$$F_{\max}=5ql^4/384 EI \rightarrow e>(ql^4/5.6Eb)^{1/3}$$

$$e>(8.10 \times 440^4/5.6 \times 321642 \times 100)^{1/3}$$

$$e > 11.89 \text{ cm.}$$

$e > \max (10 \text{ cm}, 12 \text{ cm}, 11.89 \text{ cm})$ alors on adopte $e = 12 \text{ cm.}$

II- 4-5 Poutres :

D'après les RPA99/Version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

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

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

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1.5h_1 + b_1$$

Nous avons adopté les dimensions suivantes :

Le Sens transversales (principales) :

• Condition de la portée(BAEL91)

$$h_t = (1/15 , 1/10)L_{\max}$$

$$L_{\max} = 5.50 \text{ m} \quad 0.36 \leq h_t \leq 0.55$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm.}$

$$b = (0,3 ; 0,4) h = (12 ; 28)$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b=30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ conditions vérifiées}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h=45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1.5 < 4 \quad \Rightarrow \text{ conditions vérifiées.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Le Sens longitudinale (secondaire) :

• **Condition de la portée(BAEL91)**

$$h_t = (1/15, 1/10)L_{\max}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} \quad 0.33 \leq h_t \leq 0.50$$

On prend: **$h_t = 40 \text{ cm}$** .

$$b = (0,3 ; 0,4)h = (12 ; 28)$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend: } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1.33 < 4 \Rightarrow \text{conditions vérifiées.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

• **II – 4-6 Poutre Palier :**

➤ **Condition de la portée : BAEL91 (art.B.6.5, 1)**

$$h = (1/16, 1/10) L$$

L = Longueur libre de poutre palier = 4.0 m.

$$h = (1/16, 1/10).400 = (25, 40) \text{ cm}$$

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

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0.3, 0.6) h \Rightarrow b = (0.3, 0.6) 40 = (12, 24) \text{ cm.}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

Selon les règles : (RPA99/V2003) art (7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h / b < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots ..(\text{c.v}).$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées, on prend une poutre brisée **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

II – 4 -7 Poteaux :

D’après les RPA99/Version 2003, les poteaux doivent respecter les dimensions suivantes :

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

$h \geq 30\text{cm}$

$h/b \leq 4$

$L_{\text{max}} = 5.5\text{m}$, $L/16 \leq h_t \leq L/10$

$34.37\text{cm} \leq h_t \leq 55\text{cm}$.

On prend **$h = 50\text{ cm}$**

$b = (0.3 ; 0.4)h \Rightarrow b = (12 ; 28)$ on prend **$b = 40\text{cm}$**

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

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

$h / b \leq 4 \Rightarrow 1.25 \leq 4$ (Cv)

Vérification : selon les règles (RPA99/v.2003) (art 7.4.1) dans (zone I).

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{ cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 25\text{ cm}$ (cv)
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 278/20 = 13.9\text{ cm}$, $50\text{ cm} > 13.9\text{ cm}$ (cv)
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4$ (cv)

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section **$(50 \times 40)\text{ cm}^2$** .

• **Condition de règle BAEL 91(art.B.8.3):**

Pour éviter le flambement des poteaux (Art 8.3.3)

$L_f = 0.70 \times l_0$

$\max(\lambda_x , \lambda_y) \leq 70$

l_0 :la hauteur d’étage libre.

L_f : longueur de flambement.

$\lambda_x = 3.46. l_f / b_i$

$\lambda_y = 3.46.l_f / h_i$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$\lambda_x = 3.46 l_f / b_i \Rightarrow 70 > 3.46 \times 194.6 / 40 = 16.83\text{ cm}$ CV.

$\lambda_y = 3.46.l_f / h_i \Rightarrow 70 > 3.46 \times 194.6 / 50 = 13.46\text{ cm}$CV.

$70 > 3.46 \times 186.2 / 70 = 9.20\text{ cm} \geq h_i = 70\text{cm} \geq 9.20\text{ cm}$ CV.

Donc on prend une section de **$(50 \times 40)\text{ cm}^2$**

II - 4 - 8 Vérification de l'effort normal selon l'article (7.4.3.1) du R.P.A 2003 :

Outre les vérifications prescrites le C.B.A 93 et 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 :

$$\text{Tel que : } V = N_d / B_c \times f_{c28} \leq 0.3 \Rightarrow B_c > N_d / 0.3 \times f_{c28}$$

$$S_G = 12.25 \text{ m}^2.$$

$$S_Q = 14.82 \text{ m}^2.$$

$$N_{\text{totale}} = N_{\text{terasse}} + 8N_{\text{étage}}$$

$$N_G = (12.25 \times 613) + 8(12.25 \times 512) = 57.68 \text{ t}$$

$$N_Q = (14.82 \times 100) + 8(14.82 \times 150) = 19.266 \text{ t}$$

$$N_{\text{total}} = 57.68 + 19.266 = 76.94 \text{ t}$$

Condition R.P.A 2003

$$N_{\text{total}} / B \times f_{c28} < 0.3 \Rightarrow 76.94 \times 10^{-6} / (0.3 \times 0.4) \times 25 = 0.25 < 0.3 \dots \dots \dots (CV).$$

II - 5 - 9 Escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. On appelle emmarchement la longueur de ses marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier.

*condition d'accès facile :

Pratiquement

- la hauteur de la contre marche h : $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- La largeur de la marche giron G = $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$
- La hauteur d'étage : $h_e = 1.61 \text{ m}$

La formule de **Blondel** très empiriques qui les lie est : $2h + g \equiv m$ avec $53\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$.

Pour dire que l'escalier est confortable

- le nombre des marches : $n \equiv h_e / h$

La hauteur de la contre marche on prend $h=17\text{ cm}$.

02 volées et palier intermédiaires.

TYPE I :

La hauteur $h_2 \equiv 1.53\text{ m} \Rightarrow n \equiv h_e / h \Rightarrow n \equiv 1.53 / 0.17 \equiv 9$.

En prend $G \equiv 30\text{cm} \Rightarrow L \equiv (n-1) \times G \Rightarrow L \equiv (9-1) \times 30 \Rightarrow L \equiv 240\text{ cm}$.

TYPE II :

La hauteur $h_2 \equiv 1.7\text{ m} \Rightarrow n \equiv h_e / h \Rightarrow n \equiv 1.7 / 0.17 \equiv 10$.

En prend $G \equiv 30\text{cm} \Rightarrow L \equiv (n - 1) \times G \Rightarrow L \equiv (10-1) \times 30 \Rightarrow L \equiv 270\text{ cm}$.

• **Inclinaison de la paille :**

Type I :

• $\tan \alpha = 9 \times 17 / 180 = 153 / 180 = 0.85 \rightarrow \alpha = 40.36^\circ$

$\cos \alpha = L / l \rightarrow l = L / \cos \alpha = 240 / \cos 40.36 = 3.15\text{ m}$.

l : longueur de la paille inclinée. $L_T = 1.8 + 3.15 = 4.95\text{ m}$.

Avec : $L / 30 < e < L / 20 \Rightarrow 16.5 < e < 24.75 \Rightarrow e \equiv 18\text{ cm}$.

Type II :

• $\tan \alpha = 10 \times 17 / 180 = 170 / 180 = 0.94 \rightarrow \alpha = 43.22^\circ$

$\cos \alpha = L / l \rightarrow l = L / \cos \alpha = 270 / \cos 43.22 = 3.70\text{ m}$

l : longueur de la paille inclinée. $L_T = 1.5 + 3.70 = 5.2\text{ m}$.

Avec : $L / 30 < e < L / 20 \Rightarrow 17.33 < e < 26 \Rightarrow e \equiv 18\text{ cm}$.

II -4-10 Les voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité.

Dans notre cas :

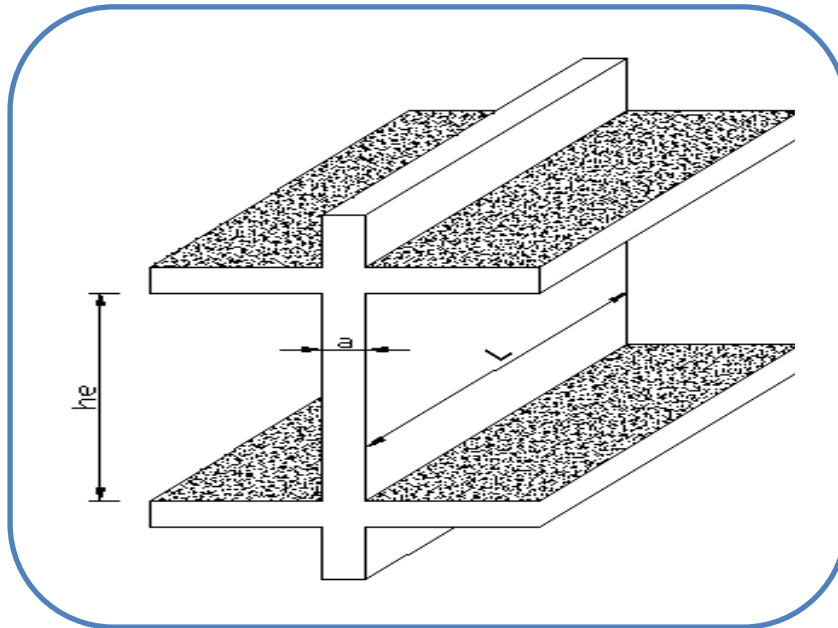
Selon le RPA99/V2003(art.7.7.1) l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = 3.23 - 0.40 = 2.83 \text{ m}$$

$$a > \max [h_e/20, 15 \text{ cm}] \Rightarrow a > \max [3.83/20, 15 \text{ cm}] , a = 15 \text{ cm.}$$



Les dimensionnement des éléments :

Elément	Section
Poteau	(40x50) cm ²
Poutre principale	(30x45) cm ²
Poutre secondaire	(30x40) cm ²
Poutre palière	(30x40) cm ²
Plancher à corps creux	(20+4) cm ²
Balcon dalle pleine	12 cm
L'escalier	18 cm
Voile	15 cm

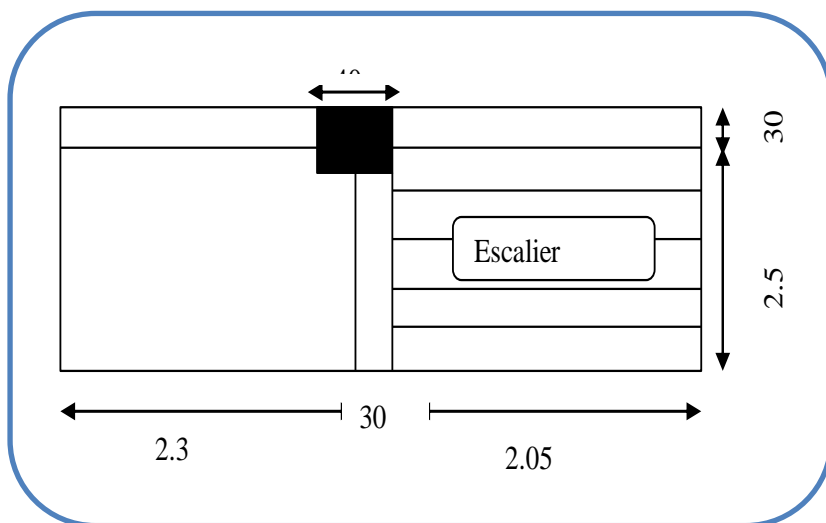
II -5 Descente des charge sur poteaux

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément

Coefficients de dégression des charges

Niveau	10	9	8	7	6	5	41
Coefficient	1	0.90	0.80	0.60	0.50	0.40	0.30

III 5-1 Poteau de rive C-3

- **Descente des charges sur des poteaux :**

Sur un poteau rectangulaire central:

- La surface afférente pour la charge permanente :

$$SG = 2.5 \times 4.35 = 10.87 \text{ cm}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$SQ (\text{terrasse}) = (2.5 + 0.3) \times (4.35 + 0.3) = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$SQ (\text{étage}) = 13.02 - (0.4 \times 0.5) = 12.82 \text{ cm}^2$$

Mur(p) : mur sens principale sans ouverture.

Mur(s) : mur sens secondaire avec ouverture.

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

$$h_{\text{Mur (p)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{pp}) = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m.}$$

$$h_{\text{Mur (s)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{ps}) = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m.}$$

N ETAGE	Elément	G KN	Q KN
10 -10	* <u>Plancher terrasse</u> : $10.87 \times 6.51 = 70.76 \text{ cm}^2$	70.76	
	* <u>Poutre principale</u> : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$	8.43	
	* <u>Poutre secondaire</u> : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$	13.05	
	*Charge revenant due escalier :	0	
	* <u>Mur (P)</u> : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$	19.80	
	* <u>Mur (s)</u> : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$	34.46	
	* <u>Poteaux</u> : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$	16.15	
	* <u>Acrotère</u> : $0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ kn}$	1.71	13.02
	* <u>Surcharge</u> : $(1 \times 13.02) = 13.02 \text{ kn}$		
	Total	164.36	13.02
9-9	Venant 10-10	59.78	
	* <u>Plancher Etage</u> : $10.87 \times 5.50 = 59.78 \text{ kn}$	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$	13.05	
	* <u>Poutre secondaire</u> : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$	10.1	
	*Charge revenant due escalier :	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$	19.80	
	* <u>Mur (s)</u> : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$	34.46	
	* <u>Poteaux</u> : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$	34.46	
	* <u>Surcharge</u> : $(1.5 \times 12.82) = 19.23 \text{ kn}$	16.15	19.23
	Total	326.13	32.25
8-8	Venant 9-9	59.78	
	* <u>Plancher Etage</u> : $10.87 \times 5.50 = 59.78 \text{ kn}$	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$	13.05	
	* <u>Poutre secondaire</u> : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$	10.1	
	*Charge revenant due escalier :	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$	19.80	
	* <u>Mur (s)</u> : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$	34.46	
	* <u>Poteaux</u> : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$	34.46	17.307
	* <u>Surcharge</u> : $(0.9 \times 1.5 \times 12.82) = 17.307 \text{ kn}$	16.15	
	Total	487.9	49.557
7-7	Venant 8-8	59.78	
	* <u>Plancher Etage</u> : $10.87 \times 5.50 = 59.78 \text{ kn}$	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$	13.05	
	* <u>Poutre secondaire</u> : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$	10.1	
	*Charge revenant due escalier :		

	*Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$ *Mur (s) : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$ *Poteaux : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$ *Surcharge : $(0.8 \times 1.5 \times 12.82) = 15.38 \text{ kn}$	19.80 34.46 16.15	15.38
	Total	649.67	64.93
6-6	Venant 7-7	59.78	
	* Plancher Etage: $10.87 \times 5.50 = 59.78 \text{ kn}$ * Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$ * Poutre secondaire : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$ *Charge revenant due escalier : 19.80 *Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$ *Mur (s) : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$ *Poteaux : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$ *Surcharge : $(0.7 \times 1.5 \times 12.82) = 13.46 \text{ kn}$	8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15	13.46
	Total	811.44	78.39
5-5	Venant 6-6	59.78	
	* Plancher Etage: $10.87 \times 5.15 = 59.78 \text{ kn}$ * Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$ * Poutre secondaire : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$ *Charge revenant due escalier : 19.80 *Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$ *Mur (s) : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$ *Poteaux : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$ *Surcharge : $(0.6 \times 1.5 \times 12.82) = 11.53 \text{ kn}$	8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15	11.53
	Total	973.21	89.92
4-4	Venant 5-5	59.78	
	* Plancher Etage: $10.87 \times 5.50 = 59.78 \text{ kn}$ * Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ cm}^2$ * Poutre secondaire : $4.35 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.05 \text{ cm}^2$ *Charge revenant due escalier : 19.80 *Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ cm}^2$ *Mur (s) : $4.35 \times 2.78 \times 2.85 = 34.46 \text{ cm}^2$ *Poteaux : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$ *Surcharge : $(0.5 \times 1.5 \times 12.82) = 9.615 \text{ kn}$	8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15	9.615
	Total	1134.98	99.535
3-3	Venant 4-4	59.78	
	* Plancher Etage:		

	<p>10.87x 5.50=59.78kn * <u>Poutre principale</u> : 2.5x 0.3x 0.45x 25 = 8.43 cm² * <u>Poutre secondaire</u> : 4.35x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.05 cm² *Charge revenant due escalier : *<u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 cm² *<u>Mur (s)</u> :4.35 x2.78 x2.85 =34.46 cm² *<u>Poteaux</u> : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn *<u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x12.82)=9.615 kn</p>	<p>8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15</p>	<p>9.615</p>
	Total	1296.75	109.15
2-2	Venant 3-3	59.78	
	<p>* <u>Plancher Etage</u>: 10.87x 5.50 = 59.78 kn * <u>Poutre principale</u> : 2.5x 0.3x 0.45x 25 = 8.43 cm² * <u>Poutre secondaire</u> : 4.35x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.05 cm² *Charge revenant due escalier : *<u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 cm² *<u>Mur (s)</u> :4.35 x2.78 x2.85 =34.46 cm² *<u>Poteaux</u> : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn *<u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x12.82)=9.615 kn</p>	<p>8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15</p>	<p>9.615</p>
	Total	1458.52	118.765
1-1	Venant 2-2	59.78	
	<p>* <u>Plancher Etage</u>: 10.87x 5.50= 59.78 kn * <u>Poutre principale</u> : 2.5x 0.3x 0.45x 25 = 8.43 cm² * <u>Poutre secondaire</u> : 4.35x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.05 cm² *Charge revenant due escalier : *<u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 cm² *<u>Mur (s)</u> :4.35 x2.78 x2.85 =34.46 cm² *<u>Poteaux</u> : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn *<u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x12.82)=9.615 kn</p>	<p>8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15</p>	<p>9.615</p>
	Total	1620.29	128.38
RDC	Venant 1-1	59.78	
	<p>* <u>Plancher Etage</u>: 10.87x 5.50=59.78kn * <u>Poutre principale</u> : 2.5x 0.3x 0.45x 25 = 8.43 cm² * <u>Poutre secondaire</u> : 4.35x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.05 cm² *Charge revenant due escalier : *<u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 cm² *<u>Mur (s)</u> :4.35 x2.78 x2.85 =34.46 cm² *<u>Poteaux</u> : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn *<u>Surcharge</u> :</p>	<p>8.43 13.05 10.1 19.80 34.46 16.15</p>	<p>9.615</p>

	(0.5x1.5x12.82)=9.615 kn		
	Total	1782.06	137.995

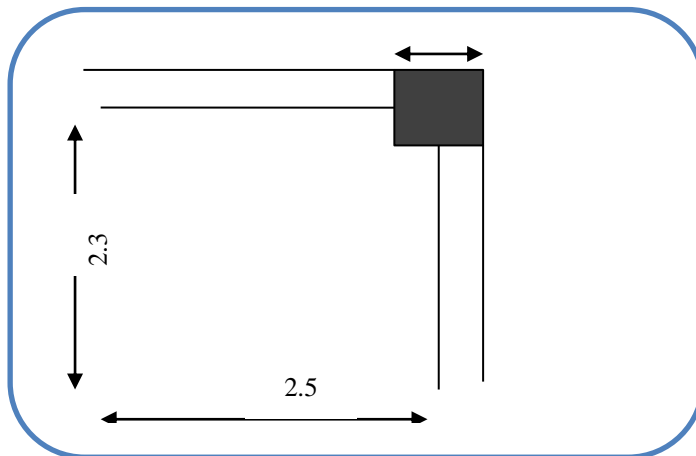
$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1782.06 + 1.5 \times 137.995 = 2612.773 \text{ KN}$$

$$N_Q = G + Q$$

$$N_Q = 1782.06 + 137.99 = 1920.05 \text{ KN}$$

III-5-2 Poteau d'angle E-1



- **Descente des charges sur des poteaux :**

Sur un poteau rectangulaire central:

- La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_G = 2.5 \times 2.3 = 5.75 \text{ m}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$S_Q (\text{terrasse}) = (2.5 + 0.3) \times (2.3 + 0.3) = 4.4 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 4.4 - (0.4 \times 0.5) = 4.2 \text{ m}^2$$

Mur(p) : mur sens principale sans ouverture.

Mur(s) : mur sens secondaire avec ouverture.

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

$$h_{\text{Mur (p)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{pp}) = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m.}$$

$$h_{\text{Mur (s)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{ps}) = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m.}$$

N ETAGE	Elément	G KN	Q KN
10 -10	* Plancher terrasse : $5.75 \times 6.51 = 37.43 \text{kn}$	37.43	
	* Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ kn}$	6.9	
	* Poutre secondaire : $2.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 6.9 \text{kn}$	19.80	
	* Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ kn}$	18.22	
	* Mur (s) : $2.3 \times 2.78 \times 2.85 = 18.22 \text{ kn}$	16.15	
	* Poteau : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$	1.71	
	* Acrotère : $0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ kn}$		4.4
	* Surcharge : $(1 \times 4.4) = 4.4 \text{ kn}$		
	Total	108.64	4.4
9-9	Venant 10-10	31.62	
	* Plancher Etage : $5.75 \times 5.50 = 31.625 \text{ kn}$	8.43	
	* Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ kn}$	6.9	
	* Poutre secondaire : $2.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 6.9 \text{kn}$	19.80	
	* Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ kn}$	18.22	
	* Mur (s) : $2.3 \times 2.78 \times 2.85 = 18.22 \text{ kn}$	16.15	
	* Poteau : $0.5 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$		6.3
	* Surcharge : $(1.5 \times 4.2) = 6.3 \text{ kn}$		
	Total	209.76	10.7
8-8	Venant 9-9	31.62	
	* Plancher Etage : $5.75 \times 5.50 = 31.62 \text{kn}$	8.43	
	* Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ kn}$	6.9	
	* Poutre secondaire : $2.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 6.9 \text{kn}$	19.80	
	* Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ kn}$	18.22	
	* Mur (s) : $2.3 \times 2.78 \times 2.85 = 18.22 \text{ kn}$	16.15	
	* Poteau : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$		5.67
	* Surcharge : $(0.9 \times 1.5 \times 4.2) = 5.67 \text{ kn}$		
	Total	310.89	16.37
7-7	Venant 8-8	31.62	
	* Plancher Etage : $5.75 \times 5.50 = 31.62 \text{kn}$	8.43	
	* Poutre principale : $2.5 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.43 \text{ kn}$	6.9	
	* Poutre secondaire : $2.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 6.9 \text{kn}$	19.80	
	* Mur (P) : $2.5 \times 2.78 \times 2.85 = 19.80 \text{ kn}$	18.22	
	* Mur (s) : $2.3 \times 2.78 \times 2.85 = 18.22 \text{ kn}$	16.15	
	* Poteau : $0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.15 \text{ kn}$		5.04
	* Surcharge : $(0.8 \times 1.5 \times 4.2) = 5.04 \text{ kn}$		

	Total	412.015	21.41
6-6	Venant 7-7	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.7x1.5x 4.2)=4.41 kn		4.41
	Total	513.14	25.82
5-5	Venant 6-6	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.6x1.5x 4.2)=3.78 kn		3.78
	Total	614.265	29.6
4-4	Venant 5-5	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 = 16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 4.2)=3.15kn		3.15
	Total	715.39	32.75
3-3	Venant 4-4	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 4.2)=3.15kn		3.15

	Total	816.515	35.9
2-2	Venant 3-3	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	3.15
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25=16.15 kn	16.15	
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 4.2)=3.15kn		
	Total	917.64	39.05
1-1	Venant 2-2	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5.50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	3.15
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn	16.15	
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 4.2)=3.15kn		
	Total	1018.765	42.2
RDC	Venant 1-1	31.62	
	* <u>Plancher Etage</u> : 5.75 x 5. 50 =31.62 kn	8.43	
	* <u>Poutre principale</u> : 2.5 x0.3x0.45x25 = 8.43 kn	6.9	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 2.3 x 0.3 x 0.4 x 25 = 6.9kn	19.80	
	* <u>Mur (P)</u> :2.5 x 2.78 x 2.85=19.80 kn	18.22	3.15
	* <u>Mur (s)</u> :2.3x2.78 x2.85 =18.22 kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn	16.15	
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 4.2)=3.15kn		
	Total	1119.89	45.35

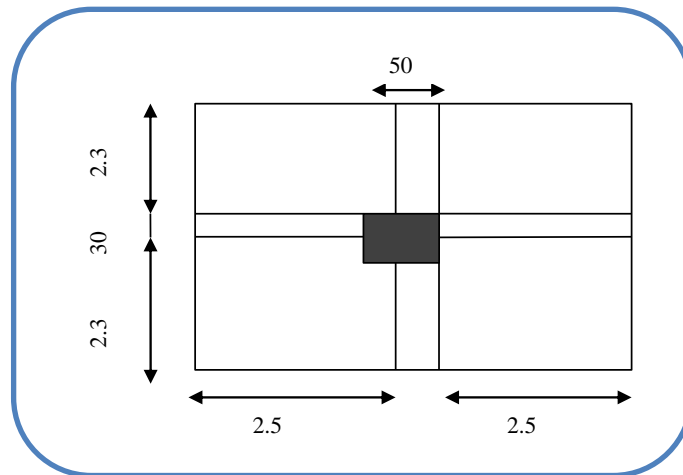
$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1119.89 + 1.5 \times 45.35 = 1579.87 \text{ kn}$$

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

$$N_{ser} = 1119.89 + 45.35 = 1165.24 \text{ kn}$$

• **II-5-3 Poteau de centre D-2 :**



• **Descente des charges sur des poteaux :**

Sur un poteau rectangulaire central:

• La surface afférente pour la charge permanente :

$$SG = 4.6 \times 5 = 23 \text{ m}^2$$

• La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$SQ (\text{terrasse}) = (4.6+0.3) \times (5+0.3) = 25.97 \text{ m}^2$$

$$SQ (\text{étage}) = 25.97 - (0.4 \times 0.5) = 25.77 \text{ m}^2$$

Mur(p) : mur sens principale sans ouverture.

Mur(s) : mur sens secondaire avec ouverture.

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

$$h_{\text{Mur (p)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{pp}) = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m.}$$

$$h_{\text{Mur (s)}} = h_{\text{étage}} - h (\text{ps}) = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m.}$$

N ETAGE	Elément	G KN	Q KN
10 - 10	* Plancher terrasse : 23 x6.51 = 149.73kn	149.73	
	* Poutre principale : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	16.87	
	* Poutre secondaire : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	13.8	
	*Poteaux : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn	16.15	
	*Surcharge : (1x 25.97)=25.97 kn		25.97
	Total	196.55	25.97
9-9	Venant 10-10	126.50	
	* Plancher Etage : 23 x5.50 =126.5kn	16.87	
	* Poutre principale : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* Poutre secondaire : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	*Poteau : 0.4x0.5x3.23x25=16.15 kn		
	* Surcharge : (1.5x 25.77)=38.655kn		38.655
	Total	369.87	64.625
8-8	Venant 9-9	126.50	
	* Plancher Etage : 23 x5.50 =126.5 kn	16.87	
	* Poutre principale : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* Poutre secondaire : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	*Poteau : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn		
	* Surcharge : (0.9x1.5x 25.77)=34.78kn		34.78
	Total	543.19	99.405
7-7	Venant 8-8	126.5	
	* Plancher Etage : 23 x5.50 =126.5 kn	16.87	
	* Poutre principale : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* Poutre secondaire : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	*Poteau : 0.4x0.4x3.23x25 =16.15 kn		
	* Surcharge : (0.8x1.5x 25.77)=30.924kn		30.924
	Total	716.51	130.329

6-6	Venant 7-7	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.50 =126.5 kn	16.87	
	* <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> : 0.4x0.5x25x3.23 =16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.7x1.5x 25.77)=27.058 kn		27.058
	Total	889.83	157.387
5-5	Venant 6-6	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.50=126.5 kn	16.87	
	* <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn		
	* <u>Poteau</u> : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn	16.15	
	* <u>Surcharge</u> : (0.6x1.5x 25.77)=23.193 kn		23.193
	Total	1063.15	180.58
4-4	Venant 5-5	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.15 =126.5 kn	16.87	
	* <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> : 0.4x0.5x3.23x25=16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 25.77)=19.32 kn		19.32
	Total	1236.47	199.9
3-3	Venant 4-4	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.50 =126.5 kn	16.87	
	* <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn	13.8	
	* <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn	16.15	
	* <u>Poteau</u> :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn		
	* <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 25.77)=19.32 kn		19.32
	Total	1409.79	219.22
2-2	Venant 3-3	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> :		

	23 x5.50=126.5 kn * <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn * <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn *Poteau : 0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn * <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 25.77)=19.32 kn	16.87 13.8 16.15	19.32
	Total	1583.11	238.54
1-1	Venant 2-2	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.50 =126.50 kn * <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn * <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn *Poteau :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn * <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 25.77)=19.32 kn	16.87 13.8 16.15	19.32
	Total	1756.43	257.86
RDC	Venant 1-1	126.5	
	* <u>Plancher Etage</u> : 23 x5.50 =126.50 kn * <u>Poutre principale</u> : 5 x0.3x0.45x25 = 16.87 kn * <u>Poutre secondaire</u> : 4.6x 0.3 x 0.4 x 25 = 13.8kn *Poteau :0.4x0.5x3.23x25 =16.15 kn * <u>Surcharge</u> : (0.5x1.5x 25.77)=19.32 kn	16.87 13.8 16.15	19.32
	Total	1929.75	277.18

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1929.75 + 1.5 \times 277.18 = 3020.93 \text{ kn}$$

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

$$N_{ser} = 1929.75 + 277.18 = 2206.93 \text{ kn}$$

II - 4 Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u < \bar{N} = \alpha [B_r \cdot f_{c28} / 0.9 \cdot \gamma_b + A \cdot f_e / \gamma_s]$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

α : coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

B : Surface de la section du béton ($B = b \times h$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400\text{MPa}$).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (h-2) (b-2)$) [cm^2].

$$\alpha = 0.85/1+0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 (50/\lambda)^2$$

$$\lambda = \max (\lambda_x , \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times l_f / b$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times l_f / h$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \text{BAEL91 (artB.3.3, 1) Selon BAEL}$$

Le poteau est encasté dans la fondation et / ou assemblé à des poutres de plancher).

$$l_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre principale}} = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12 * 0.7 * 2.78/0.40} = 16.85$$

$$\Lambda_x = \sqrt{12 \times 0.7 \times 2.78/0.40} = 16.85$$

$$\lambda_y = \sqrt{12 \times 0.7 \times 2.78/0.50} = 13.48$$

$$\lambda = 16.85 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.85 / 1+0.2 (\lambda/35)^2$$

$$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (16.85/35)^2 \Rightarrow \alpha = 0.85/1.046 = 0.812$$

$$B_r = (h-2) (b-2) = (40 - 2) \times (50 - 2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{RPA}} , A_{\min}^{\text{BAEL}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B).$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \cdot b \cdot h / 100 = 0.2 \cdot 400 \cdot 500 / 100 = 400 \\ 8(b + h) / 100 = 8(400+500) / 100 = 72 \end{array} \right.$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.80/100 \cdot B = 0.80/100 \cdot (400 \times 500) = 1600 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors } A = \max (400, 1600) = 1600 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0.812 [182400 \times 25 / 0.9 \times 1.5 + 1600 \times 400 / 1.15]$$

$$\bar{N}_u = 3194.58 \text{ KN}$$

$$\bar{N}_u > N_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

N ⁰ Poteau	Nu (kn)	A _{min} ^{RPA}	A _{min} ^{BAEL}	A (mm ²)	Br (mm ²)	\bar{N} (kn)	Condition
Poteau 01	2612.77	1600	400	1600	182400	3194.58	Cv
Poteau 02	1579.87	1600	400	1600	182400	3194.58	Cv
Poteau 03	3020.93	1600	400	1600	182400	3194.58	CV

Récapitulatif résultats de vérification de la section d'un poteau

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III- 1 Introduction :

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

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

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère.
- Escaliers.
- Balcons.
- Planchers.

III-2 L'acrotère :**III-2-1Définition :**

L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

III 2-2Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- 1) L'effet normal dû à son poids propre G.
- 2) La surface horizontale due à la main courante

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$, Hauteur $H=60\text{cm}$, Epaisseur $e = h =10\text{cm}$.

$$\text{Surface : } S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.03 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

III-2-3 Evaluation des charges:**Charge permanent :**

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G1 = 0.06857 \times 25 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$G2 = 0.01 \times 0.6 \times 20 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

$$Gt = G1 + G2 = 1.71 + 0.12 = 1.83 \text{ KN /ml.}$$

Surcharge :**• D'après D.T.R.BC.2.2 :**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/mℓ. Pour une terrasse inaccessible Q = 1KN/mℓ.

• D'après RPA 99/V2003 (art.6.2.3) :

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

CP : Facteur de force horizontale. Groupe 1, zone (I) donc : A = 0.15 selon le (Tableau 4.1).

CP = 0.80 élément en console (Tableau 6.1) donc :

$$FP = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1.83 \Rightarrow FP = 0.878 \text{ K N/mℓ}$$

$$F = \max(Q, FP) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/mℓ} \quad G_t = 0.878 \text{ KN/mℓ} \quad Q = 1 \text{ KN/mℓ}$$

III-1-4 Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.mℓ}$$

$$N = G = 1.83 \text{ KN/mℓ}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN/mℓ}$$

III-1-4 Les combinaisons d'actions :**• E.L.U :**

$$N_u = 1 \text{ m} \times N = 1.83 \text{ KN/ℓ}$$

Remarque : On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.mℓ}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/mℓ}$$

• E.L.S:

$$N_{ser} = N = 1.83 \text{ KN/mℓ}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.mℓ}$$

III-1-5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur b=100 cm et de hauteur h=10 cm.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit :

c=3cm à partir de l'axe de l'armature BAEL91 (art A.7.1).

Diamètre des barres :

Les diamètres employés sont : $\varnothing L \leq h/10 \Rightarrow \varnothing L \leq 10\text{mm}$ BAEL99 (art.A.7.2.1). On prend : $\varnothing L = 8\text{mm}$ et on prend : $\varnothing t = 6\text{mm} \leq \varnothing L = 8\text{mm}$ BAEL99 (art.A.7.2.2).

Armatures longitudinales :

ELU :

• Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = M_u / N_u = 0.9 / 1.833 = 0.490 \text{ m}$$

$$h / 2 - c = 0.10 / 2 - 0.03 = 0.02 \text{ m} \Rightarrow e = 0.509 > h / 2 - c = 0.02\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_a égale au moment par rapport aux armatures tendues.

• Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_a = M_U + N_U [h / 2 - c] = 0.9 + 1.833[0.10/2 - 0.03] = 0.94 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\mu = M_1 / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0.94 \times 10^3 / 14.2 \times 100 \times 7^2 = 0.0135 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0169$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A^u = M_a / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A^u = 0.94 \times 10^3 / 348 \times 0.993 \times 7 = 0.388 \text{ cm}^2$$

• Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N : est un effort de compression $\Rightarrow A^u = A^u - N/100\sigma_s$, $A' = 0$

$$A^u = 0.388 - 1833/100 \times 348 = 0.335 \text{ cm}^2$$

Ma (KN.m)	α	B	μ	A_1^U (cm ²)	A^U (cm ²)
0.94	0.0169	0.993	0.0135	0.388	0.335

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

- **E.L.S :**

- **La contrainte de compression de béton : BAEL91 (art.A.4.5.2)**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

- **La contrainte de traction des armatures : BAEL91 (art.A.4.5.3.3)**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } 1 \sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) = 201.63 \text{ MPA.}$$

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.833 = 0.33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$Ma^{ser} = M_s + N_s [h/2 - c] = 0.6 + 1.833 [0.10/2 - 0.03] = 0.64 \text{ kn .m}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2(1 - \alpha_{rb}/3)} = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc} = 0.217 \times 0.07^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$M^{ser} < M_{rb} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z = d (1 - \alpha_{rb} / 3) = 0.0577 \text{ m}$$

$$A_1^{ser} = \frac{M^{ser}}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{6.35}{201.63 \times 0.0577} = 0.55 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = \frac{A_1^{ser} - N_{ser}}{1000\sigma_s} = \frac{0.54 - 1833}{1000 \times 201.63} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Les vérifications :

- **ELU :**

- **Condition de non Fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)**

$$A^{\min} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e [e^{ser} - 0.455d] / [e^{ser} - 0.185d] \rightarrow (\text{cas d'une flexion composée})$$

$$A^{\min} > 0.23 \cdot 100 \cdot 7.2 \cdot 1 / 400 [33 - 0.455 \times 7] / [33 - 0.185 \times 7] = 0.11 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art.B.5.3,1)**

$$A'_{\min} = > 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min} ; A'_{min}) \Rightarrow A = \max (0.34 ; 0.45 ; 0.11 ; 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 5 \phi 8 \text{ ml} = 2.52 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = T_u / b_0 x d = 1.5 \times 10^3 / 1000 \times 70 = 0.15 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable, alors BAEL91 (art A.5.1, 211)**

$$\tau_u = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow 2.50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \tau_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)**

$$A^r = (1/4 - 1/2) A_l = (0.63 ; 1.26) \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_r = 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

- **Armatures longitudinales : BAEL 91 (art.B.5.3.3)**

$$e_l < \min (2.5h ; 25\text{cm}) = \min (2.5 \times 10, 25\text{cm}) \Rightarrow e_l < 25 \text{ cm}$$

$$e_l = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \Rightarrow e_l = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

- **Armatures de répartition : BAEL 91 (art.A.8.2.42)**

$$e_r < \min (4 h, 40 \text{ cm}) = \min (4 \times 10, 40\text{cm}) \Rightarrow e_r < 40\text{cm}$$

$$e_r = 100/3 = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow e_r = 30\text{cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

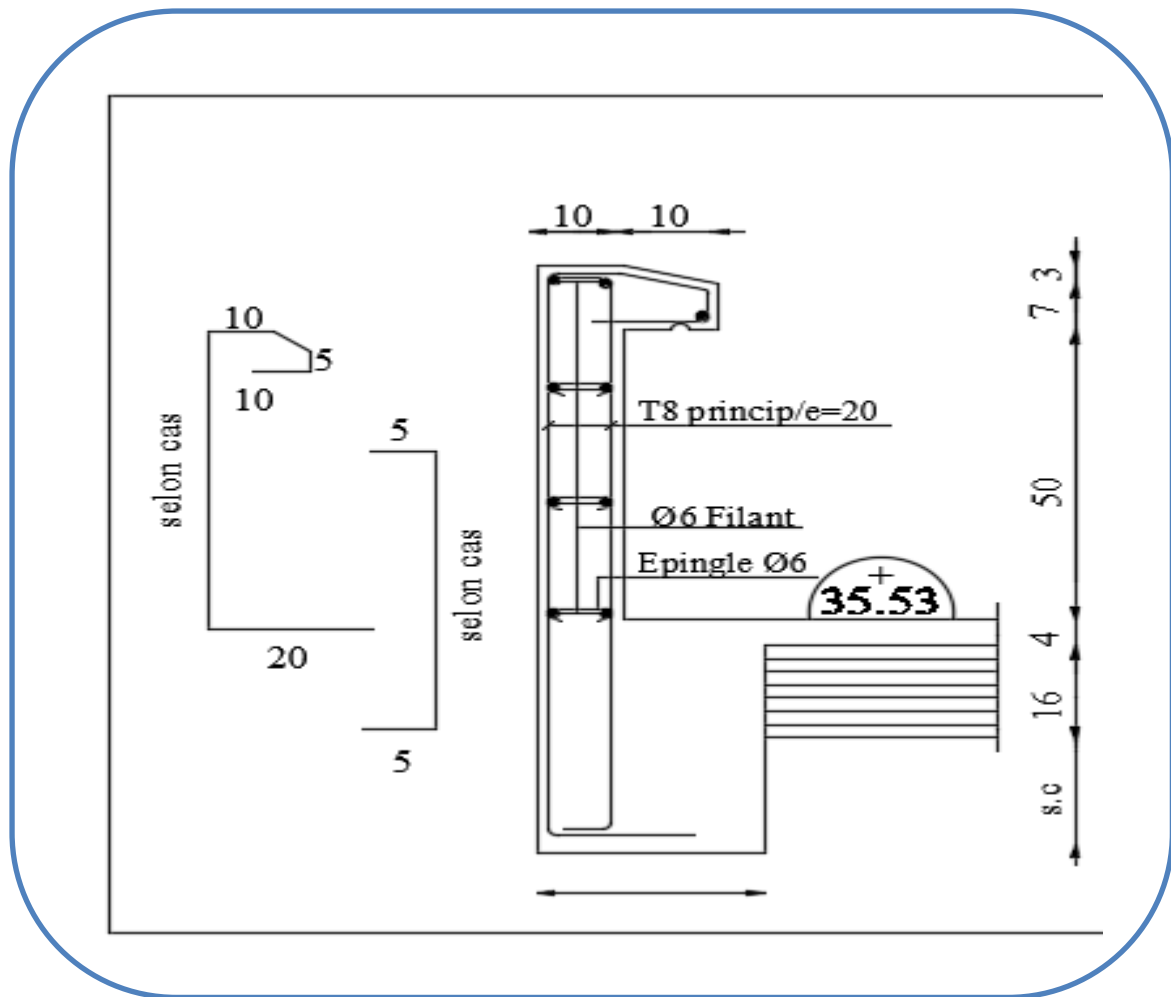


Schéma du ferrailage de l'acrotère

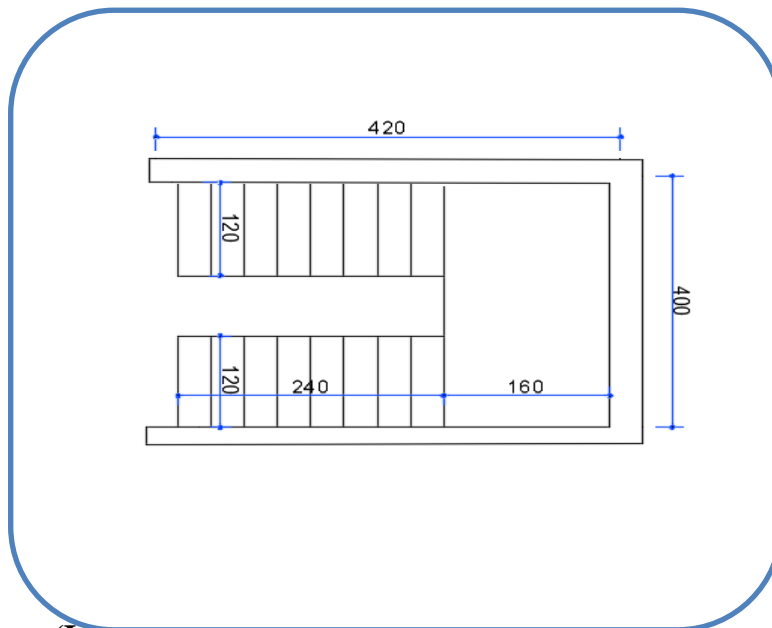
III- 3 Les Escaliers :**III-3-1 Introduction :**

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III-3-2 Dimensions des escaliers :**Ce type d'escalier est composé de :**

- Volée épaisseur $e = 18$ cm
- Giron $g = 30$ cm.
- Contre marche de 17cm.

Les types étudiés sont représentés par les figures ci-dessous :

**Etude des types (I et II) :****Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

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

Les combinaisons d'actions :

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$.

- **E.L.S** : $P_{ser} = G + Q$.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_U	P_{SER}
PAILLASSE	6.40	2.50	12.39	8.90
PALIER	3.70	2.50	8.74	6.20

Récapitulatif résultats des combinaisons de types I.**Calcul des sollicitations :**

- La charge équivalente : $p_{eq} = P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2 / L_1 + L_2$.

- Le moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \cdot l_{eq}^2 / 8$.

- L'effort tranchant : $T = p_{eq} \cdot L / 2$

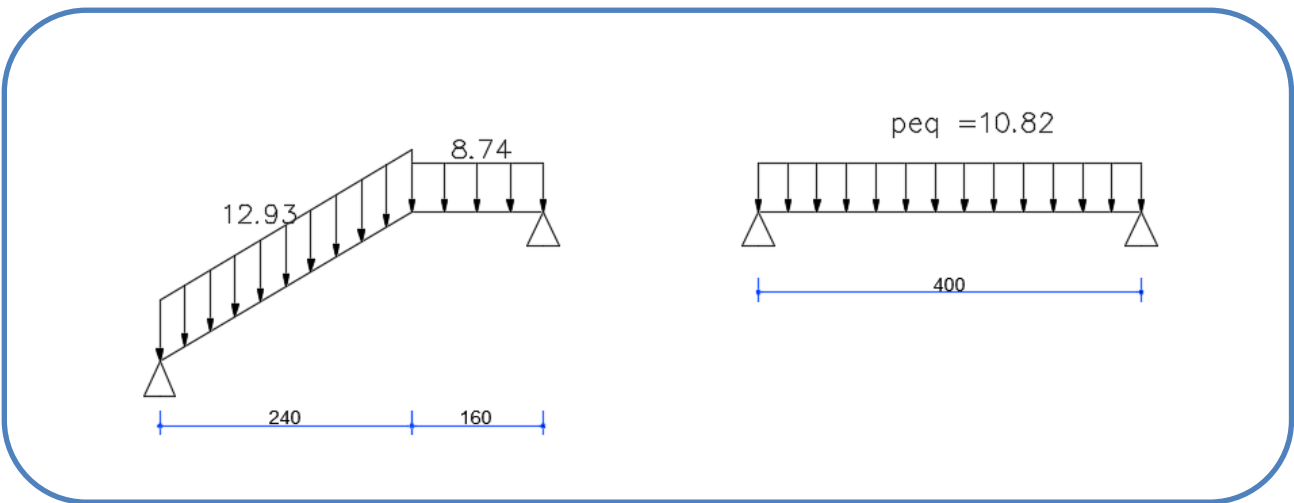


Schéma des charges d'escalier de types I 'ELU

	P_{eq}	M_0 (KN.M)	$M^a= 0.3M_0$	$M^t= 0.85M_0$	$T_u(KN)$
ELU	10.82	23.86	7.158	20.28	22.732
ELS	7.74	17.066	5.119	14.50	16.254

Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier de types I

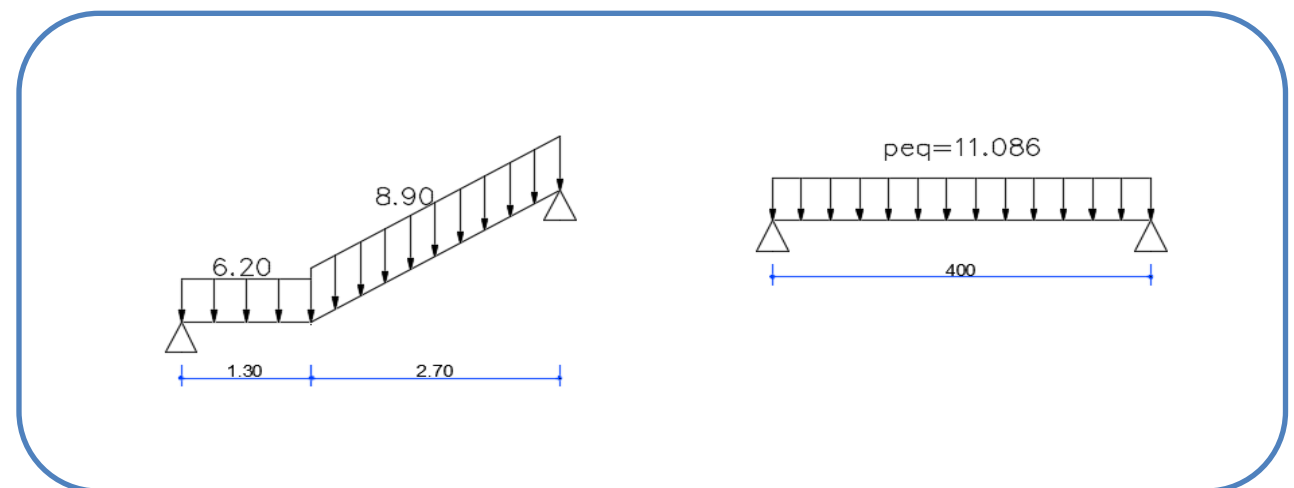


Schéma des charges d'escalier de types II L'ELU

	P_{eq}	M_0 (KN.M)	$M^a=0.3M_0$	$M^t=0.85M_0$	$T_u(KN)$
ELU	11.086	24.444	7.332	20.777	23.280
ELS	7.93	17.485	5.245	14.862	16.653

Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier de types II

Calcul du ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

➤ ELU:

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$, $h = 12 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = h - c = 10 \text{ cm}$

$$\mu \ell = 0.392,$$

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \lambda = 0 ; \text{ avec : } \mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha),$$

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

$$A = M_u / \sigma_s \cdot \beta.$$

Localisation	M(kn .m)	μ	α	β	$A^{cal} (\text{cm}^2)$
Travée	15.674	0.11	0.146	0.941	4.79
Appui	5.532	0.038	0.048	0.98	1.69

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

Les vérifications :

➤ E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \bar{\alpha} = \gamma - 1 / 2 + f_{c28} / 100, \text{ avec } \gamma = M_u / M_s , f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

Localisation	α	$M_U(KN.M)$	$M_{ser}(KN.M)$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.146	15.674	13.889	1.12	0.31	C.V
Appui	0.048	5.532	4.902	1.12	0.31	C.V

Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

➤ **E.L.U :**

- Conditions de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2, 1)

$$A_{min} > 0.23. b .d.f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} > 0.23.100.10.2.1/ 400 = 1.207 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91(art.B.6.4)**

$$A' \text{ min} = 0.1\% (b \times h) = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$.

Localisation	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{max}	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	4.79	1.207	1.2	4.79	6T14 9.23
Appui	1.69	1.207	1.2	1.69	6T14 9.23

Récapitulatif résultats du ferrailage.

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1, 1).**

$$T_u = 17.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b_0.d \Rightarrow 17.99.10^3 / 1000.100 = 0.1799 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\tau_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ BAEL91 (ART .A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33, 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1799 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- **Vérification de la flèche : BAEL 91 (art .B.6.5.1)**

a) $h / L > M_t / 10M_0 \Rightarrow 0.0292 < 0.85 M_0 / 10M_0 = 0.085 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

b) $h / L > 1/16 \Rightarrow 0.0292 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

c) $4.2 / f_e > A / b. d \Rightarrow 0.0105 > 6.79 / 100.10 = 9.23.10^{-3} = \dots\dots\dots \text{C.V}$

Comme les conditions (a) et (b) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$ BAEL 91(art.B.6.5.2) Avec :

$f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m. BAEL 91(art.B.6.5.3

- **Calcul de la flèche :**
- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

Avec : n coefficient d'équivalence (n=15).

$$Y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = \frac{100 \cdot 12 \cdot \frac{12}{2} + 15 \times 9.23 \times 10}{100 \cdot 12 + 15 \times 9.23}$$

$$Y_G = 6.41 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 12 - 6.41 = 5.59 \text{ cm}$

$$\delta = Y_G' - 2 = 3.59 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{3} (Y_G^3 + Y_G'^3) + n \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = 100/3(6.41^3 + 5.59^3) + 15 \times 9.23 \times 3.59^2$$

$$I_0 = 16384.42 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\rho = A / b_0 \cdot d = 9.23 / 100 \times 10 = 9.23 \times 10^{-3}$$

pour les déformations instantané $b = b_0$, $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$$\lambda_i = 0.05 \cdot f_{t28} / (2 + 3 \cdot b_0/b) \rho = 0.05 \cdot 2.1 / (2 + 3 \cdot 100/100) \cdot 9.23 \cdot 10^{-3} = 2.27 \Rightarrow \lambda_i = 2.27$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = 0.02 \cdot f_{t28} / (2 + 3 \cdot b_0/b) \rho = 0.02 \cdot 2.1 / (2 + 3 \cdot 100/100) \cdot 9.23 \cdot 10^{-3} = 0.91 \Rightarrow \lambda_v = 0.91$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

$$g = (G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse}) / (L_{palier} + L_{paillasse})$$

g : C'est l'ensemble des charges permanentes.

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = (3.7 \times 1.7) + (6.4 \times 2.4) / 4.1 = 5.28 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = g + Q = 5.28 + 2.5 = 13.2 \text{ KN/ml}$$

$$jeq = (G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{palier}}) + ((\text{poids de paillasse} + \text{poids de marche}) \times L_{\text{paillasse}}) / (L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}).$$

$$jeq = 3.00 \times 1.7 + 5.70 \times 2.4 / 4.1 = 4.58 \text{ KN/ml}$$

$$Mg = 0.85 \times g \times l^2 / 8 = 0.85 \times 5.28 \times 4.1^2 / 8 = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$Mj = 0.85 \times j \times l^2 / 8 = 0.85 \times 4.58 \times 4.1^2 / 8 = 8.18 \text{ KN.m}$$

$$Mp = 0.85 \times \rho \times l^2 / 8 = 0.85 \times 13.2 \times 4.1^2 / 8 = 23.57 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes de traction :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, On appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.923$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon).

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.923 \Rightarrow \beta_1 = 0.888$

$$\sigma_s^g = M_{\text{ser}} / \beta_1 \cdot A_s \cdot d = 9.43 \times 10^3 / 0.888 \times 9.23 \times 10 = 115.052 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = M_{\text{ser}} / \beta_1 \cdot A_s \cdot d = 8.18 \times 10^3 / 0.888 \times 9.23 \times 10 = 99.801 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{\text{qser}} = M_{\text{ser}} / \beta_1 \cdot A_s \cdot d = 23.57 \times 10^3 / 0.888 \times 9.23 \times 10 = 287.57 \text{ MPa}$$

- **Calcul de coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - 1.75 \times ft_{28} / 4 \rho \sigma_s g + ft_{28} = 1 - 1.75 \times 2.1 / 4 \times 0.00923 \times 115.052 + 2.1 = 0.421 \text{ (A = 0 si } \mu = 0)$$

$$\mu_j = 1 - 1.75 \times ft_{28} / 4 \rho \sigma_s j + ft_{28} = 1 - 1.75 \times 2.1 / 4 \times 0.00923 \times 99.80 + 2.1 = 0.462$$

$$\mu_p = 1 - 1.75 \times ft_{28} / 4 \rho \sigma_p \text{ ser } q + ft_{28} = 1 - 1.75 \times 2.1 / 4 \times 0.00923 \times 287.57 + 2.1 = 0.210$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.20 \text{ MPa BAEL91 (art.A.2.1.21).}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 \text{ MPa BAEL91 (art.A.2.1.22).}$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_{Fv g} = 1.1 \times I_0 / 1 + \lambda_v \times \mu_g = 1.1 \times 16384.42 / 1 + 0.91 \times 0.421 = 13030.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi g} = 1.1 \times I_0 / 1 + \lambda_i \times \mu_g = 1.1 \times 16384.42 / 1 + 2.27 \times 0.421 = 9215.696 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv \rho} = 1.1 \times I_0 / 1 + \lambda_v \times \mu_\rho = 1.1 \times 16384.42 / 1 + 0.91 \times 0.210 = 15131.275 \text{ cm}^4$$

- **Fléché correspondant :**

$$F_{vg} = Mg \times l^2 / 10 \times E_v \times I_{Fv g} = 9.43 \times 4.1^2 \times 10^7 / 10 \times 10818.7 \times 13030.67 = 1.24 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = Mg \times l^2 / 10 \times E_i \times I_{Fi g} = 9.43 \times 4.1^2 \times 10^7 / 10 \times 32164.2 \times 9215.696 = 0.534 \text{ cm}$$

$$F_{vj} = Mj \times l^2 / 10 \times E_v \times I_{Fv g} = 8.18 \times 4.1^2 \times 10^7 / 10 \times 10818.7 \times 13030.67 = 0.975 \text{ cm}$$

$$F_{i\rho} = M\rho \times l^2 / 10 \times E_i \times I_{Fv \rho} = 23.57 \times 4.1^2 \times 10^7 / 10 \times 32164.2 \times 15131.275 = 0.814 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$\Delta ft = F_{vg} - F_{vj} + F_{i\rho} - F_{ig} < f_{adm}$$

$$\Delta ft = 1.24 - 0.975 + 0.814 - 0.534 = 0.545 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91(art B.6.5.3)

Avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$ft = 0.545 \text{ cm} < f_{adm} = L / 500 = 410 / 500 = 0.82 \dots \dots \text{ CV.}$$

Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_t = A_L / 4$$

Localisation	Al	$A_t \text{ cm}^2$	Aadp cm^2
Travée	6.15	1.53	6HA 10= 4.71
Appuis	6.15	1.53	6HA10= 4.71

- **Espacement : BAEL91 (art.A.8.2, 42)**

a) **Armatures longitudinales:**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

- Travée: $St = 100/6 = 16.66$ cm.

- Appuis: $St = 100/6 = 16.66$ cm

on prend $St = 15$ cm

b) Armatures de répartition :

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

-Travée: $St = 100/6 = 16.66$ cm

- Appuis: $St = 100/6 = 16.66$ cm

on prend $St = 15$ cm.

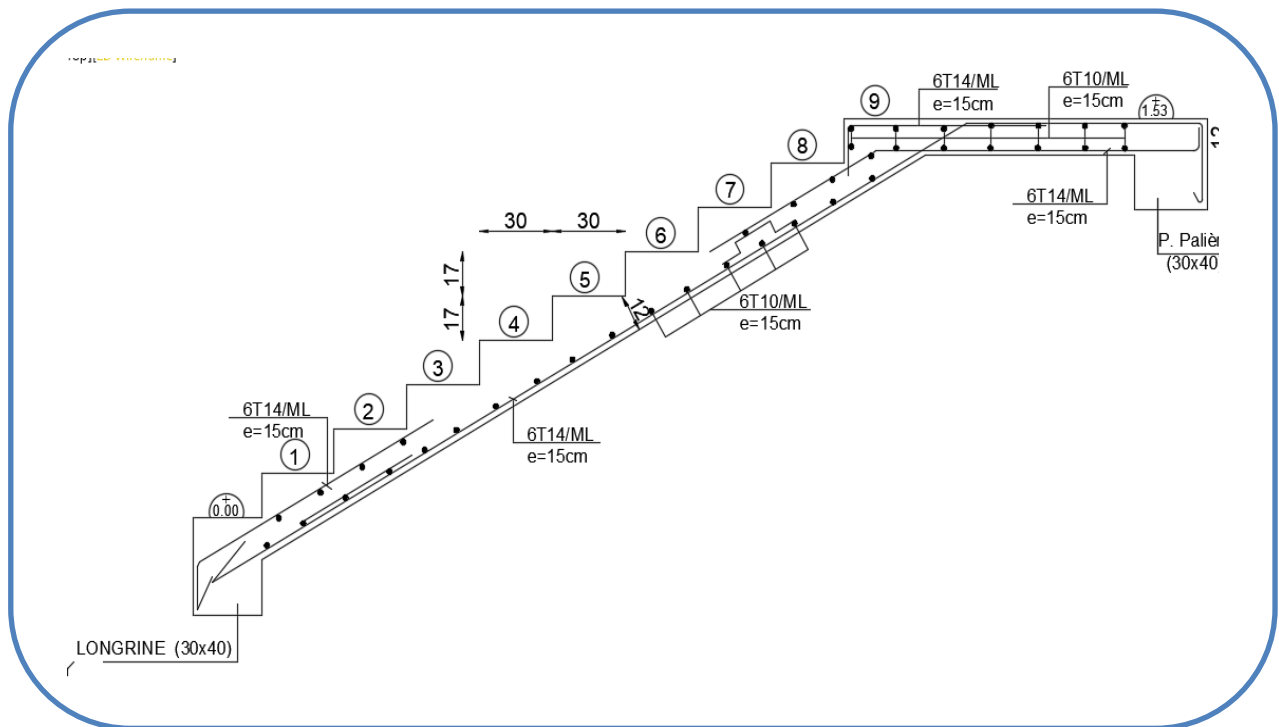


Schéma du ferrillage des escaliers type I

h_{pb} : Hauteur de la poutre palière = 40 cm.

* Poids propre de la poutre palière : $P_p = b \cdot h \cdot \gamma_{ba} = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

* Poids du mur : $P_{mur} = G_{mur} (\text{hetage} / 2 - h_{pp} - h_{pb}) = 4.08 (3.23 / 2 - 0.4 - 0.4) = 3.32 \text{ KN/m}$

*** La Réaction d'escalier ou niveau du palière "R"**

*** La charge permanente :**

$$R_{G_{paillage}} = G_p \times L_{paillage} / 2 = 6.40 \times 2.40 / 2 = 7.68 \text{ KN/m}$$

*** La surcharge :**

$$R_{Q_{paillage}} = Q \times L_{paillage} / 2 = 2.5 \times 2.40 / 2 = 3 \text{ KN/m}$$

*** La charge permanente :**

$$R_{G_{palier}} = G_p \times L_{palier} / 2 = 3.70 \times 1.7 / 2 = 3.145 \text{ KN/m}$$

*** La surcharge :**

$$R_{Q_{palier}} = Q \times L_{palier} / 2 = 2.5 \times 1.7 / 2 = 2.125 \text{ KN/m}$$

*** La charge équivalente :**

$$G_{eq} = R_{G_{paillage}} \times L_{paillage} + (R_{G_{paillage}} + R_{G_{palier}}) \times L_{palier} / (L_{paillage} + L_{palier})$$

$$G_{eq} = 7.68 \times 2.4 + (7.68 + 3.145) \times 1.7 / (2.4 + 1.7) = 8.98 \text{ KN/m}$$

$$Q_{eq} = R_{Q_{paillage}} \times L_{paillage} + (R_{Q_{paillage}} + R_{Q_{palier}}) \times L_{palier} / (L_{paillage} + L_{palier})$$

$$Q_{eq} = 3 \times 2.4 + (3 + 2.125) \times 1.7 / (2.4 + 1.7) = 3.88 \text{ KN/m}$$

*** Calcul de la poutre palière a la flexion :**

*** Les combinaisons d'actions :**

$$E.L.U \rightarrow P_u = 1,35 (G_{eq} + P_p + P_{mur}) + 1,5 Q_{eq} = 26.47 \text{ KN/m}$$

$$E.L.S \rightarrow P_{ser} = G_{eq} + P_p + P_{mur} + Q_{eq} = 19.18 \text{ KN/m}$$

*** Calcul des sollicitations :**

- Le moment isostatique : $M_0 = P \cdot L^2 / 8$

- L'effort tranchant : $T = P \cdot L / 2$

	P(kn/ml)	M ₀ (kn.m)	M ^a =0.3M ₀	MT=0.85 M ₀	T(kn)
ELU	26.47	89.46	26.83	76.04	68.82
ELS	19.18	64.82	19.44	55.09	49.86

Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palière .

Calcul du ferrailage :*** E.L.U :**

L'enrobage : $d = 0.9.h = 36 \text{ cm} \Rightarrow C = 4 \text{ cm}$

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2, A = M_u / \bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d, \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Localisation	M(kn/m)	μ	μl	α	β	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	76.04	0.041	0.392	0.194	0.922	6.58
Appuis	26.83	0.014	0.392	0.0176	0.99	2.32

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.**Les vérifications :**

- E.L.S : - La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \bar{\alpha} = \gamma - 1/2 + f_{c28}/100, \gamma = M_u / M_{SER}$$

localisation	M_u	M_{ser}	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
travée	76.04	55.09	1.38	0.194	0.44	CV
Appuis	26.83	19.44	1.38	0.0176	0.44	CV

Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

- E.L.U:
 - Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2, 1)

$$A_{min} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e$$

$$A_{min} > 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.30 \text{ cm}^2$$
 - Pourcentage minimal : BAEL91 (art.B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 30 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$
 - Pourcentage minimal : RPA 99/V2003 (art .7.5.2.1)

$$A^{RPA}_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5/100 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min}	A _{max}
Travée	6.58	1.30	1.20	3	6.58
Appuis	2.32	1.30	1.20	3	3

Récapitulatif résultats du ferrailage.

• **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$T_u = 68.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \times d = 68.82 \times 10^3 / 300 \times 360 = 0.63 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible: BAEL91 (art.A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

• **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

Torsion de la poutre brisée est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 5.532 \text{ KN.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 (art.A.5.4).

• **Contraints tangents de la torsion**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

$$\tau_t = M_t / 2\Omega b_0 \text{ (formule de Rausch) BAEL91 (art.A.5.4.21)}$$

$$b_0 = b_t = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t)(b - b_t) = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

M_t : moment de torsion = 5.532 KN.m.

$$\Rightarrow \tau_t = 5532 \times 10^3 / 2 \times 87500 \times 5 = 0.63 \text{ MPa}$$

• **Résistance en torsion et flexion : BAEL91 (art.A.5.4.3)**

τ_t : la contrainte tangente de torsion.

τ_v : la contrainte tangente due à l'effort tranchant éventuel.

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 < (\tau_u \text{ limite})^2 \text{ (section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.63)^2 + (0.63)^2 = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.79 \text{ MPa} < \tau_u^2 = 3.33^2 = 11.09 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Les armatures longitudinales : BAEL91 (art.A.5.4.4)**

$$A_l = \mu T_u / 2\Omega f_e / \gamma_s$$

μ : paramètre de l'aire de la section efficace.

$$\mu = 2[(h-b_t) + (b-b_t)]$$

$$A_l = 1200 \times 10 \times 5532 / 2 \times 87500 \times 400 / 1.15 = 1.09 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\Phi_t < \min (h_t/35, \Phi, b_0/10)$$

$$\Phi_t < \min (40/35, 30/10) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement :**

* D'après BAEL 91 (art.A.5.1.22):

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

$$S_t \leq \min (0.9 \times 36 = 32.4; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

* D'après RPA99/V 2003 (Article 7.5.2.2) Pag 53 :

-Dans la Zone nodale : $S_t < \min (h/4, 12\Phi_t)$

$$S_t < \min (40/4, 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 8cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

-Dans la Zone courante : $S_t < h/2$

$$S_t < 40/2 = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

- **La quantité des armatures transversales : BAEL91 (art.A.5.4.4)**

$$A_t = T_u S_t / 2.\Omega. f_e / \gamma_s = 5532 \times 10 \times 150 / 2 \times 87500 \times 348 = 0.13 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures :**

$$1) \quad A_t > \gamma_s. (\tau_u - 0.3.f_{tj}) b_0 . S_t / 0.9f_e$$

$$A_t > 1.15(0.63 - 0.3 \cdot 2.1) 30.15 / 0.9 \cdot 400 = 0$$

$$2) \quad A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ RPA99/V2003(art.7.5.2.2) page 53}$$

$$\text{Donc } A_t = \max (0, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Un cadre HA8 + un épingle HA8} = 3\text{HA8} = 1.50 \text{ cm}^2$$

• **Les armatures finales :**

* **Armatures longitudinales :**

$$A_{\max} = A_{\min}^{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \text{ pour tout la section.}$$

* **Nappe inférieure et supérieure en travée :**

$$A_{\text{cal}} = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adp}} = 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$$

* **Nappe inférieure et supérieure en appuis :**

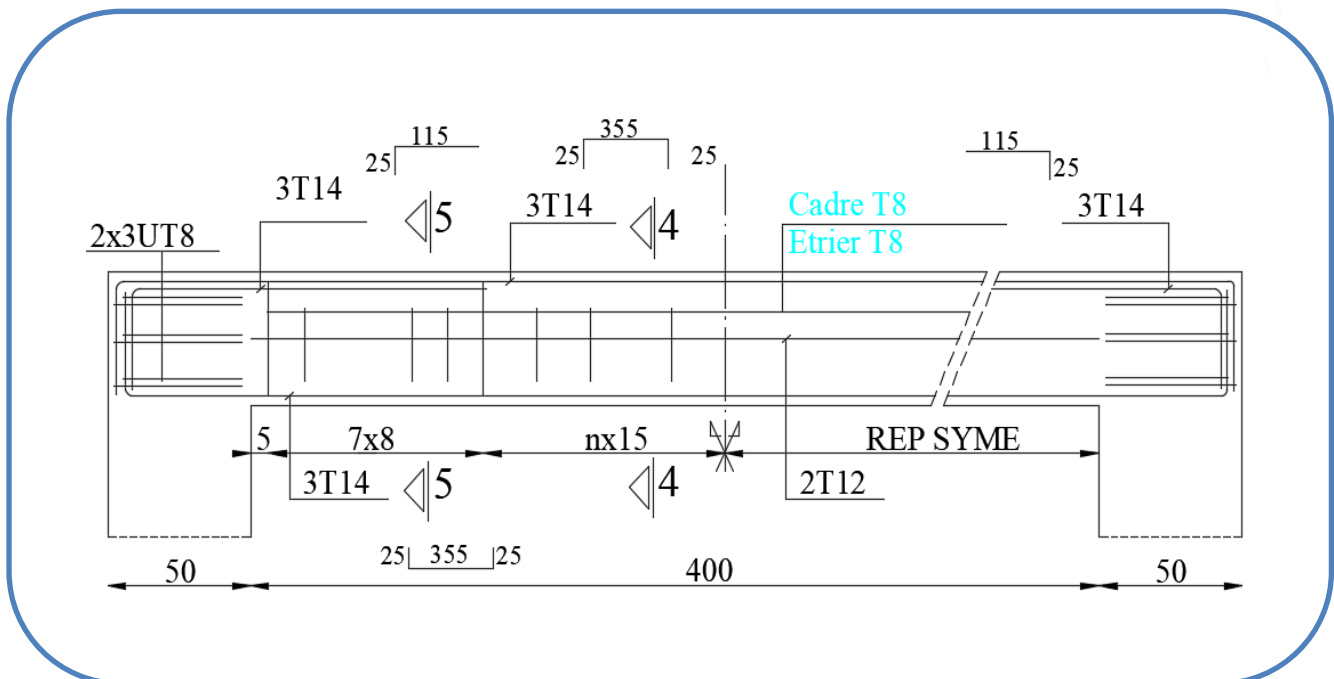
$$A_{\text{cal}} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 6 - (\text{Nappe filant inférieure } 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2) = 2.32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adp}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

* **Armatures transversales :**

$$A_t = 3\text{HA8} = 1.50 \text{ cm}^2$$



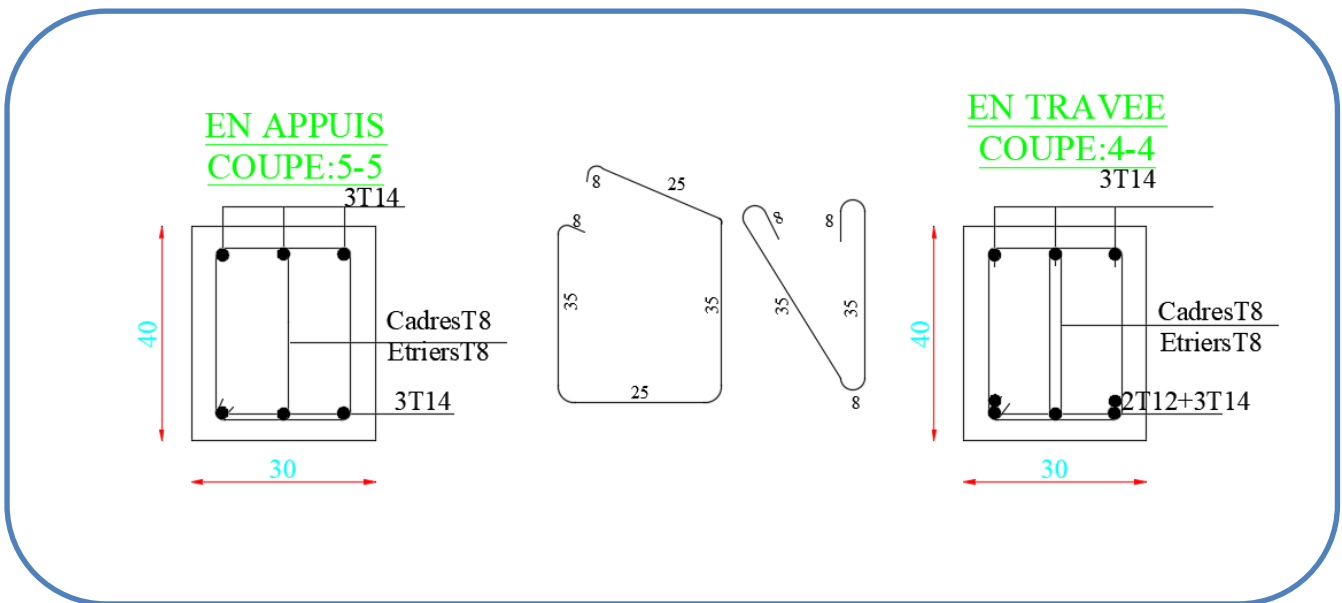


Schéma de ferrailage de poutre palière

III - 5 Balcon :

III-5 -1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place. Elles reposent sur 1,2,3 appuis constituées par des poutres.

III-5 -2 Méthode de calcul :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console. Notre ouvrage comporte un seul type de balcon est en dalle pleine en béton armé encadrée sur deux cotés d'appuis en plancher RDC leur rôle est un abri soleille à l'entrée d'un meuble.

L'épaisseur de balcon $e = 12$ cm.

L_x : La plus petite portée de la dalle pleine.

$L_x = 1.10$ m, $L_y = 3.00$ m

$L_x / L_y = 0.36 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens et dans ce cas elle sera calculée comme une poutre console .

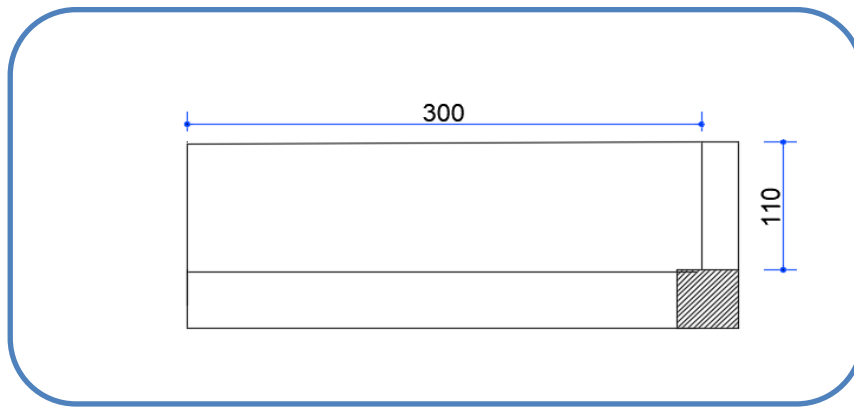


Schéma de balcon

Évaluation des charges :

$$G = 4.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (charge permanente)}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2 \text{ (charge d'exploitation).}$$

Les combinaisons d'actions :

$$\text{-ELU} \Rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 3.5 = 11.32 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-ELS} \Rightarrow q_{\text{ser}} = G + Q = 4.5 + 1 = 8 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :**E.L.U:**

M_0 : Moment isostatique.

M_{tx} : Moment sur travée.

$M_a x$: Moment sur appuis.

T_u : L'effort tranchant.

E. L.U :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T - P_u \cdot x = 0 \Rightarrow T = P_u \cdot x$$

$$T = 11.32 \cdot x$$

$$T(0) = 0, T(1.1) = 12.452 \text{ kn}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow M + P_u \cdot x \cdot x/2 = 0 \Rightarrow M = - P_u x^2/2$$

$$M(0) = 0, M(1.1) = 6.84 \text{ kn}$$

E.L.S :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T - P_u \cdot x = 0 \Rightarrow T = P_u \cdot x$$

$$T = 8 \cdot x$$

$$T(0) = 0, T(1.1) = 8.8 \text{ kn}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow M + P_u \cdot x \cdot x/2 = 0 \Rightarrow M = - P_u x^2/2$$

$$M(0) = 0, M(1.1) = 4.84 \text{ kn}$$

Calcul du ferrailage :

Armatures principales :

- L'enrobage :
 $C = 3 \text{ cm}$ (fissuration préjudiciable) BAEL91 (art.A.6.3),
 $d = h - c = 9 \text{ cm}$.

Exemple de calcul :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}, h = 9\text{cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 = 6.84 \times 10^6 / 14.2 \times 1000 \times 90^2 = 0.0594 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0.392, A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0594}) = 0.076$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \beta = (1 - 0.4 \times 0.0594) = 0.969$$

$$A = M_u / \bar{\sigma}_s \cdot d \cdot \beta = 6.84 \cdot 10^4 / 348 \cdot 90 \cdot 0.993 = 2.2 \text{ cm}^2$$

Localisation	M(KN.m)	μ	α	β	A ^{cal} (KN.m)
ELU	6.84	0.0594	0.076	0.969	2.2
ELS	4.84	0.042	0.0536	0.978	1.55

Récapitulatif résultats de l'armature principale.

Les vérifications :

À l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art.A.5.1).

$$T_u = 12.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = 12.45 \times 10^3 / 1000 \cdot 90 = 0.138 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : BAEL91 (art.A.5.1.211).

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = \min (3.34 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1/400 = 1.086 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art.B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$.

Localisation	A_{cal}	A'_{min}	A_{min}	A_{max}	$A_{adp}(KN.m)$
ELU	2.2	1.2	1.086	1.2	3HA10 = 2.35
ELS	1.55	1.2	1.086	1.2	3HA10 = 2.35

Récapitulatif résultats du ferrailage.

À l'ELS :

La contrainte dans le béton : BAEL91 (art.A.4.5.2) Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times Y.$$

On a : $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$.

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) : On a : D'après de Bilan des efforts extérieurs : $F_b - F_{st} = b / 2 y \sigma_{bc} - A_{st} \sigma_{st} = 0$

D'après le théorème de Thales :

$$\sigma_{bc} / y = \sigma_{st} / n (d - y)$$

Il vient alors

$$by^2 / 2 = n A_{st} (d - y) \Rightarrow 50y^2 + 15 \times 2.35y - 15 \times 2.35 \times 9 = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 35.25y - 317.25 = 0$$

Donc : $y = 2.19 \text{ cm}$.

Alors le moment d'inertie est :

$$I = b \times y^3 / 3 + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 = 100 \times 2.19^3 / 3 + 15 \times 2.35 \times (9 - 2.19)^2.$$

$I = 1984.865 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = 4.84 \times 10^6 / 1984.865 \times 10^4 \times 2.19 = 0.111 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{..CV.}$$

La contrainte dans l'acier : BAEL91 (art.A.4.5, 33)

En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{\eta}f_{t28})$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.

$f_e = 400\text{MPa}$, $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.66 \text{ MPa} , 201.63\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$.

$\sigma_{st} = \eta \times M_{ser} (d - y) / I$

$\sigma_{st} = 15 \times 4.84 \times 10^6 / 1984.865 \times 10^4 (9 - 2.19) = 24.90 \text{ MPa}$.

$\sigma_{st} = 24.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Cv}$.

• **Vérification de la flèche : BAEL91 (art.B.7.5.)**

a) $h / L_x > M_t / 10M_0 \Rightarrow 12 / 110 = 0.109 > 0.85 M_0 / 10 M_0 = 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$.

b) $h / L_x > 1 / 16 \Rightarrow 12 / 110 = 0.109 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{C V}$.

c) $4.2 / f_e > A / b \times d_x \Rightarrow 4.2/400 = 0.0105 > 2.35/100 \times 9 = 0.00261 \dots \dots \dots \text{CV}$.

• **Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)**

$A_r = A_L / 4$

Localisation	A_L	A_r	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	3.14	0.785	3HA8=1.50
Appuis	2.01	0.502	3HA8 =1.50

Récapitulatif résultats du ferrailage de répartition.

• **Espacement : BAEL91 (art A.8.2, 42)**

a- Armatures principales:

$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

Travée: $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

Appuis: $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

b- Armatures de répartition:

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

Travée : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

Appuis : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

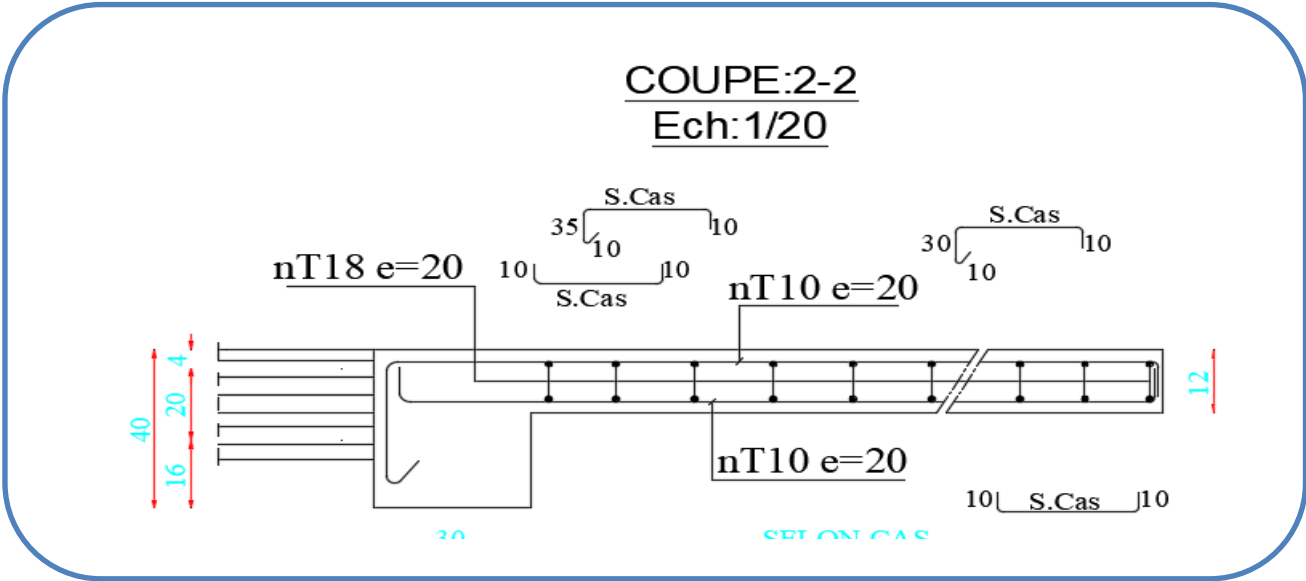


Schéma ferrailage de balcon

III - 6 Planchers :**III-6-1 Introduction :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation statique.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol.

III-6-2 Dimension des poutrelles : Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des plancher. Les planchers sont des aires horizontales qui servent limitant les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($16+4=20$ cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

$$ht = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm}$$

III-6-3 Méthode de calcul :

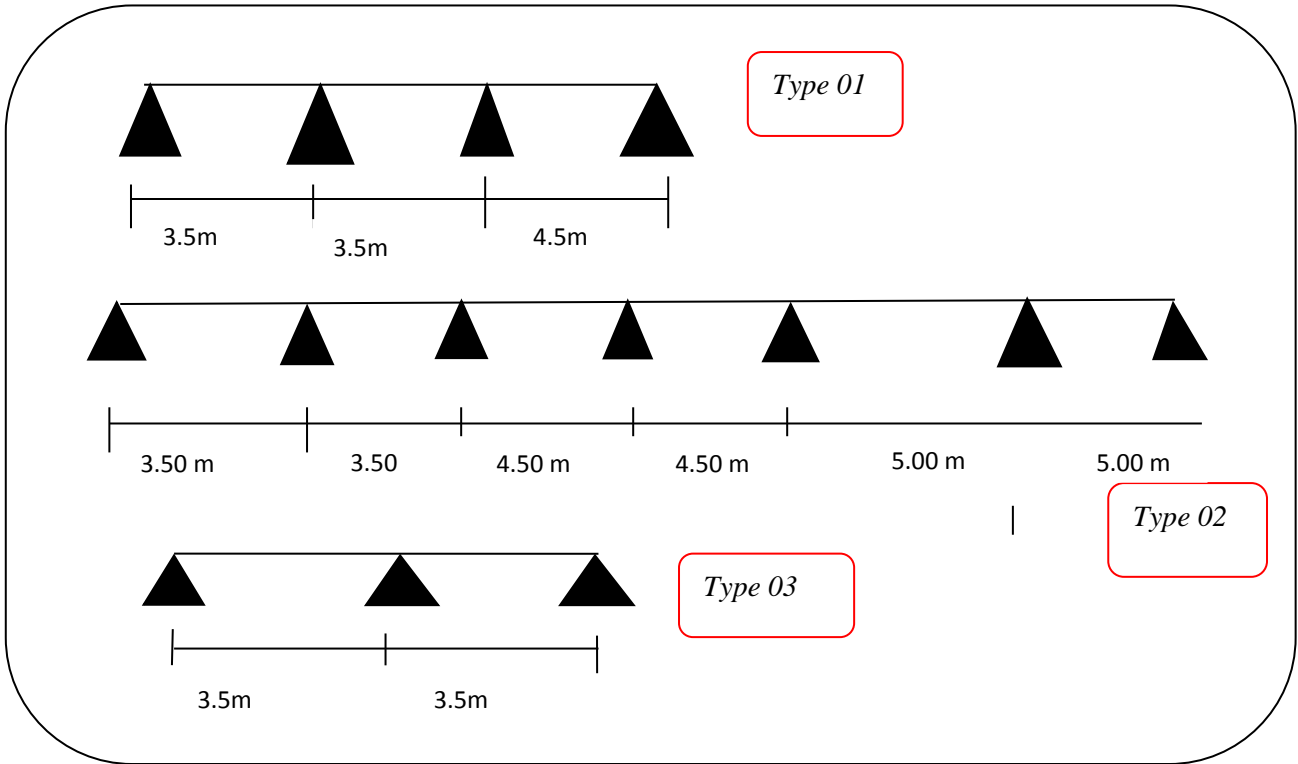
Pour le calcul des sollicitations on peut les déterminer par trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.**
- Méthode de Caquot.**
- Méthode exacte (trois moments par exemple).**

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire. Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple.

Les types des poutrelles :

Dans notre projet, on trouve deux types des poutrelles sont :



Les combinaisons d'actions :

NIVEAU	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	E L U (KN/ml) (1.35G+1.5Q) x b	E L S (KN/ml) (G+Q) x b
PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	6.51	1.00	0.65	6.68	4.88
PLANCHE ETAGE COURANT	5.50	1.50	0.65	6.28	4.55

La charge supportée par poutrelle

Calcul sollicitation :

La 1^{ère} partie

On va déterminer les efforts internes pour **type (1)** terrasse par deux méthodes :

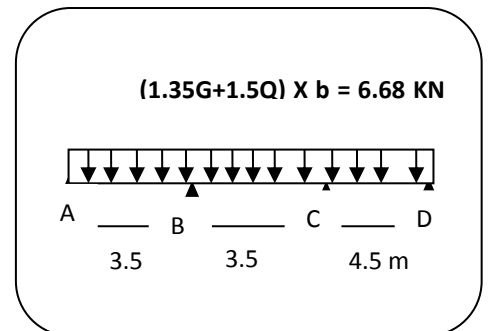
1) Méthode des trois moments : TYPE 01

- Exemple du calcul à l'ELU :
- Sur appuis :

$$b_i \cdot M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = W_i'' - W_{i+1}'$$

Avec : EI: constante. (I : Inertie, E : Module de Young).

$$W_i' = -W_i'' = P_u l_i^3 / 24 EI$$



• **Pour i = 1:**

$$b1. M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2. M_2 = W_1'' - W_2'$$

M0 = M3 = 0 : appuis de rive.

$$l_2 + l_1 / 3EI M_1 + l_2 / 6EI M_2 = - P u l_1^3 / 3EI - P u l_2^3 / 3EI \Rightarrow 3.5 + 3.5/3 M_1 + 3.5/6 M_2 = -$$

$$6.68 (3.5^3 + 3.5^3) / 24$$

$$\Rightarrow 7/3 M_1 + 7/2 M_2 = - 23.86 \dots \dots \dots (1)$$

• **Pour i = 2:**

$$b2. M_1 + (a_3 + c_2) M_2 + b_3. M_3 = W_2'' - W_3'$$

M3 = 0 : appuis de rive.

$$l_2 / 6EI M_1 + l_3 + l_2 / 3EI M_2 = - P u l_2^3 / 3EI - P u l_3^3 / 3EI \Rightarrow 7/12 M_1 + 8/3 M_2 = - 6.68$$

$$(3.5^3 + 4.5^3) / 24$$

$$\Rightarrow 7/12 M_1 + 8/3 M_2 = - 37.29 \dots \dots \dots (2)$$

D'après (1);(2) on a: **M1 = 15.99 KN. m ; M2 = -17.48 KN. m**

En travée :

$$M_i = \mu_i(x) + M_{i-1} (1 - x / l_i) + M_i (x / l_i)$$

Avec:

$$\mu_i(x) = - P_u x^2 / 2 + P_u l_i x / 2.$$

• **Pour la première travée :**

$$\mu_i(x) = - 6.68 x^2 / 2 + 6.68 x 3.5 x / 2.$$

$$M(x) = - 6.68 x^2 / 2 + 6.68 x 3.5 x / 2 + (15.99/3.5) x$$

$$M(x) = - 6.68/2 x^2 + 16.25 x \dots \dots \dots (1)$$

$$T(x) = \partial M(x) / \partial x = - 6.68 x + 16.25 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{Max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow X = 16.25 / 6.68 = 2.43 \text{ m}$$

$$M_{Max} = M(2.43) = -19.72 + 39.48 = 19.76 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 16.25 \text{ KN.}$$

$$T(3.5) = -7.13 \text{ KN.}$$

• **Pour la deuxième travée :**

$$\mu_i(x) = - 6.68 x^2 / 2 + 6.68 x 3.5 x / 2.$$

$$M(x) = - 6.68/2 x^2 + 6.68 x 3.5/2 x + (15.99) (1 - x / 3.5) + (-17.48/3.5) x$$

$$M(x) = - 6.68/2 x^2 + 2.14 x + 15.99 \dots \dots \dots (1)$$

$$T(x) = \partial M(x) / \partial x = - 6.68 x + 2.14 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{Max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow X = +2.14/6.68 = 0.32 \text{ m.}$$

$$M_{\text{Max}} = M(0.32) = -0.34 + 0.68 + 15.99 = 16.33 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 2.14 \text{ KN.}$$

$$T(3.5) = -21.24 \text{ KN.}$$

- Pour la troisième travée :

$$\mu_i(x) = -6.68 / 2 x^2 + 6.68 x 4.5 / 2 x .$$

$$M(x) = -6.68/2 x^2 + 6.68 x 4.5/2 x + (-17.48) (1 - X/4.5)$$

$$M(x) = -6.68/2 x^2 + 18.91 x - 17.48 \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = \partial M(x) / \partial x = -6.68 x + 18.91 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow X = 18.91 / 6.68 = 2.83 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(2.83) = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 18.91 \text{ KN.}$$

$$T(4.5) = -11.15 \text{ KN.}$$

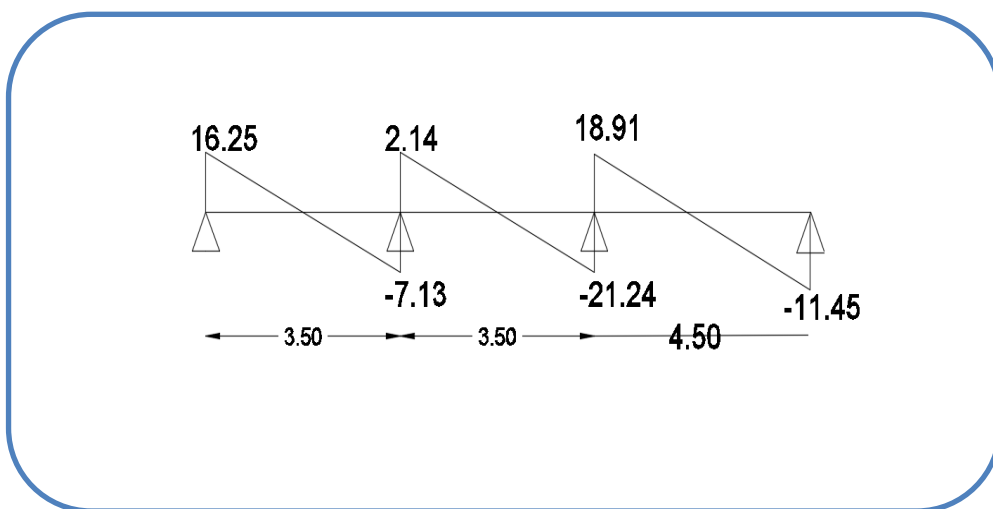
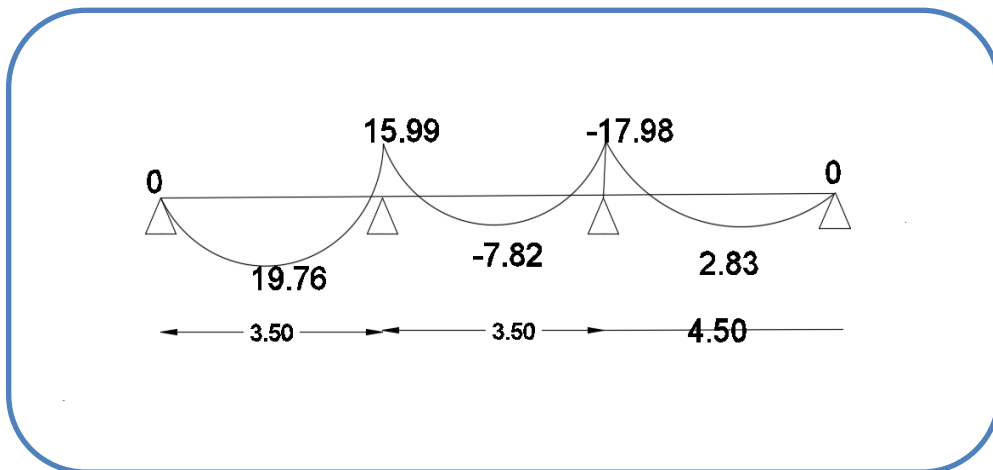
Nous faisons le même calcul en ELS pour la poutrelle de plancher terrasse et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Moments (KN .m)	Plancher terrasse		
		ELU	ELS
Sur Appui	M ₀	0	0
	M ₁	15.99	11.68
	M ₂	-17.98	-12.77
	M ₄	0	0
Sur travée	M _{t1}	19.76	14.43
	M _{t2}	16.33	11.94
	M _{t3}	2.83	-6.77

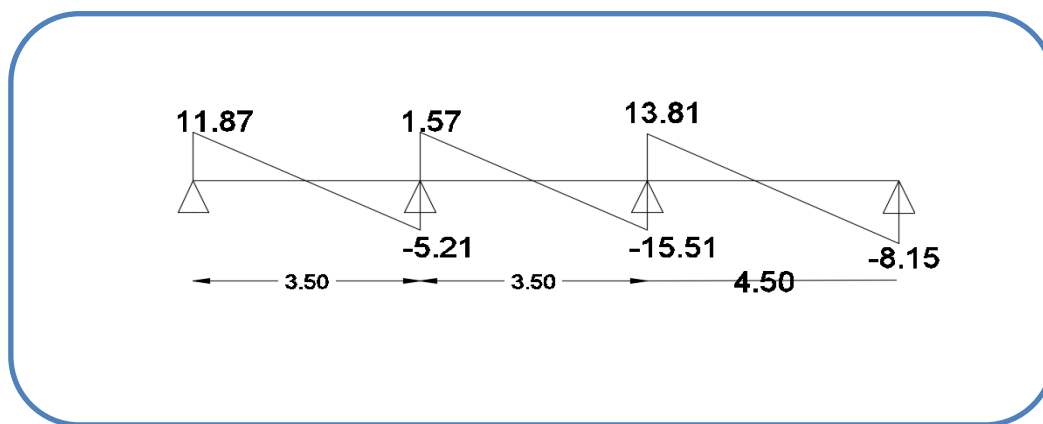
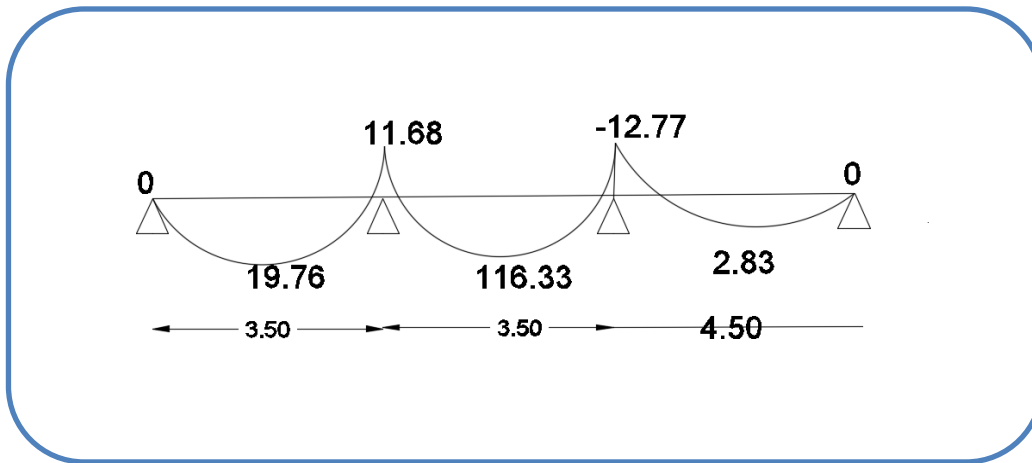
Moments pour la poutrelle type (1) par méthode 3 moments.

Effort tranchant (KN)	Plancher terrasse		
	ELU	ELS	
Travée (0-1)	0	16.25	11.87
	3.5	-7.13	- 5.21
Travée (1-2)	0	2.14	1.57
	3.5	-21.24	-15.51
Travée (2-3)	0	18.91	13.81
	4.5	-11.45	- 8.15

Efforts tranchant dans la poutrelle type (1) par méthode 3 moments.



Méthode trois moments type I En E.L.U

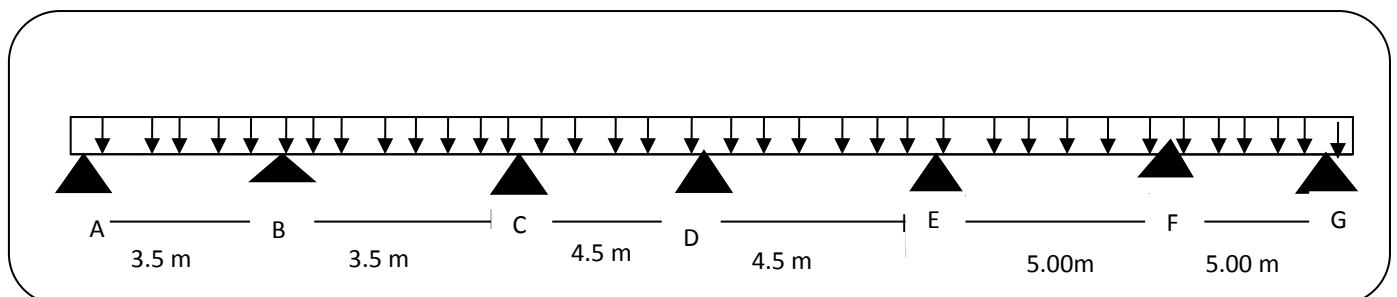


Méthode trois moments type I En E.L.S

- **La 2^{eme} partie :**

On va déterminer les efforts internes pour les autres types par méthode Caquot

2) METHODE CAQUOT TYPE 02:



Poutrelle type (2).

➤ Méthode de Caquot type II :

$$M = \frac{q_w.lw^3 + q_e.le^3}{8.5(lw+le)}$$

➤ Effort tranchants :

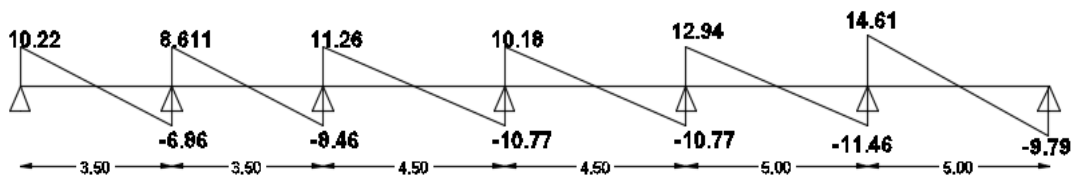
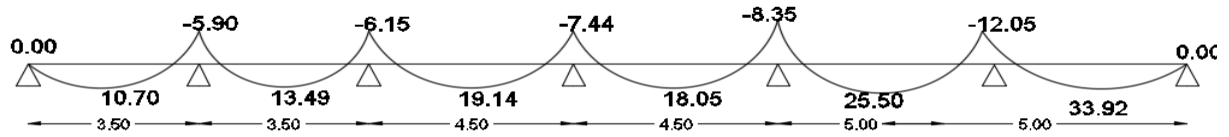
$$T_a = P_l / 2 + \Delta t$$

➤ Moment en travée :

$$M_t = T_a^2 / 2p + \Delta t$$

E L S :

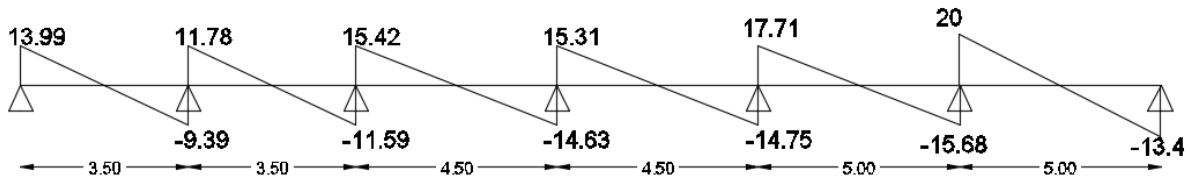
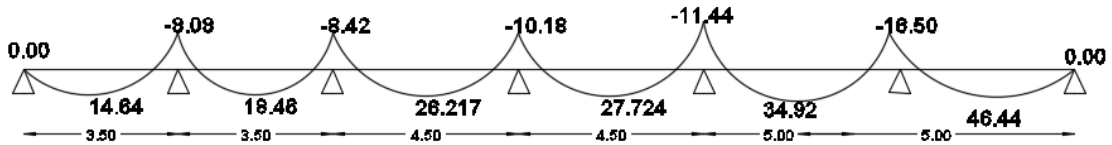
Appuis	0	1	2	3	4	5	6					
travée	1	2	3	4	5	6						
longueur	3,5	3,5	4,5	4,5	5	5						
LW /Le	3,5	0,8 x 3,5 =2,8	0,8 x 4,5 = 3,6	0,8 x 4,5 = 3,6	0,8 x 5,0 = 4	5						
Pw /Pe	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88						
Ma	0	-5.90	-6.15	-7.44	-8.35	-12.05	0					
Δt	-1.68	-0.071	-0.28	-0.202	-0.74	-2.41						
Ta	10.22	-6.86	8.611	-8.46	11.26	-10.7	10.18	-10.77	12.94	11.46	14.61	-9.79
Mt	10.70	13.49	19.14	18.05	25.50	33.92						



Méthode Caquot type II Moment sur Appui et sur Travée et Effort Tranchant (ELS)

ELU :

Appuis	0	1		2		3		4		5		6
travée	1	2		3		4		5		6		
longueur	3,5	3,5		4,5		4,5		5		5		
LW /Le	3,5	0,8 x 3,5 =2,8		0,8 x 4,5 = 3,6		0,8 x 4,5 = 3,6		0,8 x 5,0 = 4		5		
Pw /Pe	6.68	6.68		6.68		6.68		6.68		6.68		
Ma	0	- 8.08		- 8.42		-10.18		-11.44		-16.50		0
Δt	-2.30		-0.097		- 0.391		- 0.28		-1.012		-3.3	
Ta	13.99	-9.39	11.78	-11.59	15.42	-14.63	15.31	14.75	17.712	-15.68	20	-13.4
Mt	14.64		18.46		26.217		27.724		34.92		46.44	



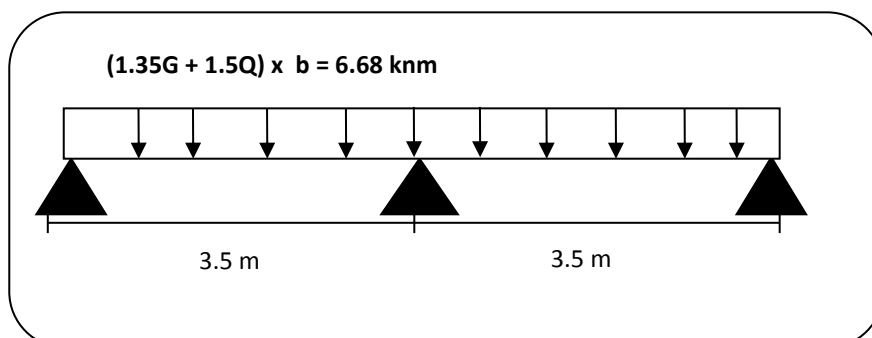
Méthode Caquot type II Moment sur Appui et sur Travée et Effort Tranchant (ELU)

3) Méthode forfaitaire : TYPE III :

- Domain d'application : BAEL91 (art B.6.2, 210) (p : 102)

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivantes à vérifier :

- $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1\text{KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.51 = 13.02 \text{ KN/m}^2$
- ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- $(0.8 \leq l_1 / l_2 \leq 1.25) \Rightarrow (0.8 \leq 3.5 / 3.5 = 1.00 \leq 1.25)$.
- La fissuration est peu nuisible puisque les planches sont protégées.
- Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable



Exemple du calcul à l'E.L.U :

α : coefficient traduisant l'importance.

$$\alpha = Q / Q + G = 1 / 1 + 6.51 = 0.133$$

M_o : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.133) = 1.04$$

$$1.2 + 0.3 \alpha / 2 = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.133)}{2} = 0.62$$

$$1 + 0.3 \alpha / 2 = \frac{1 + (0.3 \times 0.133)}{2} = 0.52$$

1- Calcul les moments en travée :**• La travée de rive : (A - B)**

$$M_{01} = P_u L^2 / 8 = 6.68 \times 3.5^2 / 8 = 10.22 \text{ KN.}$$

Mt (A-B) = Max

$$\max [1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha) M_o] - M_g + M_d / 2$$

$$1.2 + 0.3 \alpha / 2 M_o$$

Mt (A-B) = Max

$$\max [1.05 M_o ; 1.04 M_o] - (0.2 M_o + 0.5 M_o / 2)$$

$$0.62 M_o$$

Mt (A-B) = Max (0,7 M_o 0,62 M_o) Alors on adopte:

$$\mathbf{Mt (A - B) = 0.7 M_{01} = 7.15 \text{ KN. m}}$$

• La travée intermédiaire : (B - C)

$$M_{02} = P_u L^2 / 8 = 6.68 \times 3.5^2 / 8 = 10.22 \text{ KN.}$$

Mt (A-B) = Max

$$\max [1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha) M_o] - M_g + M_d / 2$$

$$1.2 + 0.3 \alpha / 2 M_o$$

Mt (A-B) = Max

$$\max [1.05 M_o ; 1.04 M_o] - (0.2 M_o + 0.5 M_o / 2)$$

$$0.62 M_o$$

Mt (A-B) = Max (0,7 M_o 0,62 M_o) Alors on adopte :

$$\mathbf{Mt (A - B) = 0.7 M_{01} = 7.15 \text{ KN. M}}$$

	Travée	A-B	B-C
ELU	M_0 (kn,m)	10.22	10.22
	M_t (kn,n)	7.15	7.15
ELS	M_0 (kn,n)	7.47	7.47
	M_t (kn,n)	5.22	5.22

Moments en travée poutrelle type (03) par méthode forfaitaire

➤ Les moments sur Appuis :

Moments sur appuis type (3) par méthode forfaitaire.

	Appuis	A	B	C
	coefficient	0,2 M_0	0,5 M_0	0,2 M_0
ELU	M_a (kn , m)	2.044	5.11	2.044
ELS		1.5	3.73	1.5

➤ L'effort tranchant :

$$T_d = -p \cdot l / 2 + M_d - M_g / L$$

$$T_g = p \cdot l / 2 + M_d - M_g / L$$

➤ Travée (A- B) : ELU

$$T_d = - 6.68 \times 3.5 / 2 + 5.11 - 2.044 / 3.5 = -10.81 \text{kn}$$

$$T_g = 6.68 \times 3.5 / 2 + 5.11 - 2.044 / 3.5 = 12.56 \text{kn}$$

➤ Travée (A- B) : ELS

$$T_d = - 4.88 \times 3.5 / 2 + 3.73 - 1.5 / 3.5 = - 7.91 \text{kn}$$

$$T_g = 4.88 \times 3.5 / 2 + 3.73 - 1.5 / 3.5 = 9.17 \text{kn}$$

➤ Travée (B - C) : ELU

$$T_d = - 6.68 \times 3.5 / 2 + 2.044 - 5.11 / 3.5 = -12.56 \text{KN}$$

$$T_g = 6.68 \times 3.5 / 2 + 2.044 - 5.11 / 3.5 = 10.81 \text{KN}$$

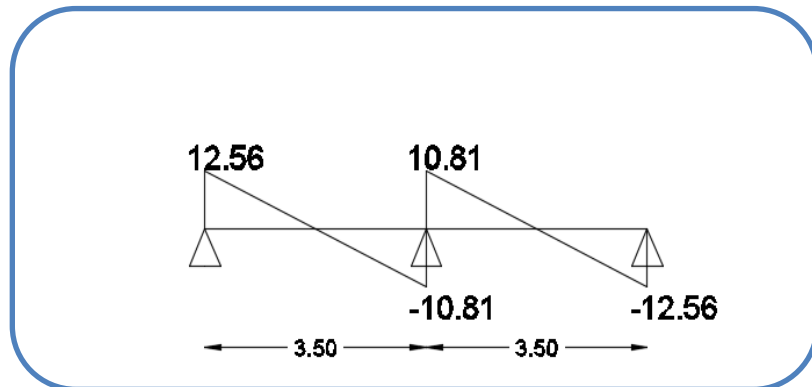
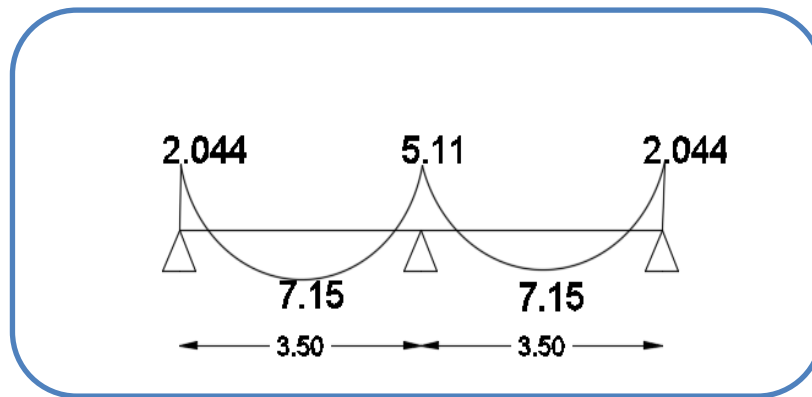
➤ Travée (B - C) : ELS

$$\mathbf{Td} = -4.88 \times 3.5 / 2 + 1.5 - 3.73 / 3.5 = -9.17 \text{kn}$$

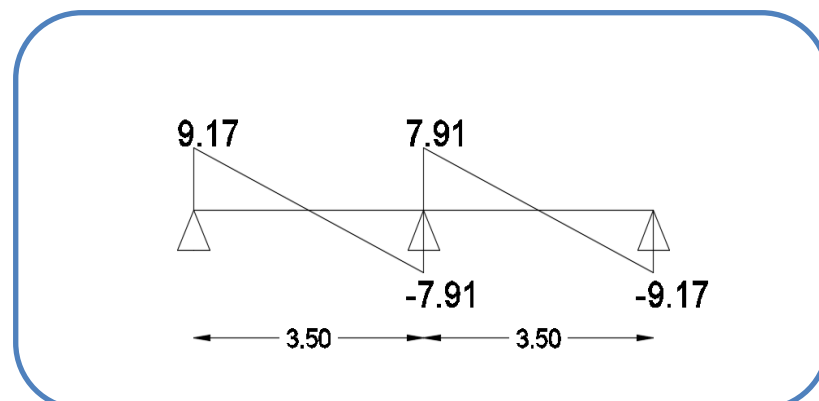
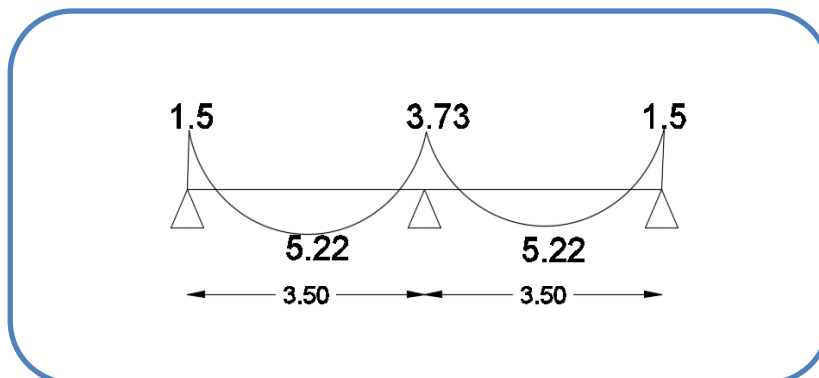
$$\mathbf{Tg} = 4.88 \times 3.5 / 2 + 1.5 - 3.73 / 3.5 = 7.91 \text{ kn}$$

	Travée	A-B	B-C
ELU	Td	-10.81	-12.56
	Tg	12.56	10.81
ELS	Td	-7.91	-9.17
	Tg	9.17	7.91

Efforts tranchants dans type (03) méthode forfaitaire.



Méthode forfaitaire type 03 en ELU



Méthode forfaitaire type 03 en ELS

Calcul du ferrailage :

$$b = 65 \text{ cm} , b_0 = 12 \text{ cm} , h = 24 \text{ cm} , h_0 = 4 \text{ cm} .$$

L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \Phi/2$$

$C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). BAEL91 (art.A.7.1)

$$C \geq 1 + 2 / 2 = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte $C = 2 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 24 - 2 = 22 \text{ cm}$

Remarque :

Nous allons diviser le ferrailage en deux parties : Dans la première partie, nous allons calculer le ferrailage de poutrelle type (1) en terrasse par les sollicitations obtenues par la méthode des trois moments avec correction et la méthode forfaitaire et concluons la différence,

- **La 1 ère partie :**

- **Les moments maximaux : ELU**

METHODE	MA ^{MAX} (KN .M)	MT ^{MAX} (KN .M)	Ta max KN
TYPE01 TROIS MEMENTS	17.98	19.76	21.24
TYPE 02 CAQUOT	16.50	46.44	20
TYPE03 FORFETAIRE	5.11	7.15	12.56

- **Les moments maximaux : ELS**

METHODE	MA ^{MAX} (KN .M)	MT ^{MAX} (KN .M)	Ta max KN
TYPE01 TROIS MEMENTS	12.77	19.76	15.51
TYPE 02 CAQUOT	12.05	33.92	14.61
TYPE03 FORFETAIRE E	3.73	5.22	9.17

Ferraillages par méthode des trois moments :

Armatures longitudinales : Nous allons faire une correction pour les moments obtenus par méthode des trois moments pour que on prenant 40 % des moments pour les appuis et 60 % des moments pour les travées.

ELU:

$$M_t = 17.98 + 19.76 = 37.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times 37.74 = 15.096 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.6 \times 37.74 = 22.644 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t = 12.77 + 19.76 = 32.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times 32.53 = 13.012 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.6 \times 32.53 = 19.518 \text{ KN.m}$$

Exemple du calcul à l'ELU :• **En travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 (d - h_0 / 2) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \cdot (22 - 4 / 2) = 73.840 \text{ KN .m}$$

$$M_{t_{\max}} = 22.64 \text{ KN .m} < M_0 = 73.84 \text{ KN .m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = M_t / \bar{\sigma}_b \times b \times d^2 = 22.64 \times 10^6 / 14.2 \times 650 \times 220^2 = 0.0506 < \mu_1 = 0.392.$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0506 \Rightarrow \alpha = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_u = M_t / \sigma_s \times \beta \times d = 22.64 \times 10^4 / 348 \times 22 \times 0.974 = \mathbf{3.03 \text{ cm}^2}$$

• **Sur appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 (d - h_0 / 2) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 12 \times 4 \cdot (22 - 4 / 2) = 13.632 \text{ KN. m}$$

$$M_a^{\max} = 15.09 \text{ KN.m} > M_0 = 13.632 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_a / \bar{\sigma}_b \times b \times d^2 = 15.09 \times 10^6 / 14.2 \times 120 \times 220^2 = 0.182 < \mu_1 = 0.392.$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.182 \Rightarrow \alpha = 0.253 \Rightarrow \beta = 0.898$$

$$A_u = M_a / \sigma_s \times \beta \times d = 15.09 \times 10^4 / 348 \times 22 \times 0.898 = \mathbf{2.19 \text{ cm}^2}$$

M_{max} (KN .M)	μ	α	β	μ_l	A(cm ²)
22.64	0.0506	0.064	0.974	0.392	3.03
15.09	0.182	0.253	0.898	0.392	2.19

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en travée et en appuis par méthode trois moments

les vérifications :

E.L.S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifier : $\alpha < \bar{\alpha} = \gamma - 1 / 2 + f_{c28} / 100$, avec $\gamma = M_u / M_{ser}$

Localisation	M_u (kn .m)	M_{ser} (kn .m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	22.64	19.51	1.16	0.064	0.33	CV
Appui	15.09	13.012	1.16	0.253	0.33	CV

E L U:

• Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)

$$A_{tmin} > 0.23. b. d. f_{t28} / f_e$$

- En travée : $A_{min} > 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1/400 = 1.72 \text{ cm}^2$

- Sur appuis : $A_{min} > 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1/400 = 0.318 \text{ cm}^2$

• Pourcentage minimal : BAEL91 (art.B.6.4)

$$A_{min'} \geq 0.001 \times b \times h$$

- En travée : $A_{min'} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$

- Sur appuis : $A_{min'} \geq 0.001 \times 12 \times 20 = 0,24 \text{ cm}^2$

• Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min})$

LOCALISATION	$A_{cal} (cm^2)$	A_{min}	A'_{min}	A_{max}	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	3.03	1.72	1.30	3.03	2T14 = 3.08
Appui	2.19	0.318	0.24	2.19	2T14 = 3.08

Récapitulatif résultats du ferraila

Ferrailage par la méthode forfaitaire : TYPE II

les armature longitudinale :

E L U :

Localisation	M (kn .m)	μ	α	β	μ_1	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	7.35	0.016	0.020	0.99	0.392	0.97
Appui	4.90	0.0594	0.0765	0.96	0.392	0.66

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale par méthode forfaitaire.

E L S :

Localisation	M (kn .m)	μ	α	β	μ_1	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	5.37	0.048	0.061	0.975	0.392	0.719
Appui	3.58	0.043	0.054	0.978	0.392	0.47

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale par méthode forfaitaire

LES VERIFICATION :

E L S :

Localisation	$M_u (kn .m)$	$M_{ser} (kn .m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	7.35	5.37	1.36	0.061	0.43	CV
Appui	4.90	3.58	1.36	0.054	0.43	CV

Récapitulatif résultats de la vérification.

ELU :

$$A = \max (A_{cal} , A'_{min} , A_{min})$$

LOCALISATION	$A_{cal} (cm^2)$	A_{min}	A'_{min}	A_{max}	$A_{adp} (cm^2)$
travée	0.97	1.72	1.30	1.72	2T14 = 3.08
Appui	0.66	0.318	0.24	0.66	2T14 = 3.08

Récapitulatif résultats du ferrailage**Remarque :**

Nous avons obtenu le même ferrailage dans les deux méthodes donc nous allons ferraille par méthode trois moments avec correction les moments.

		TYPE	$M_a(kn.m)$	$M_t(kn.m)$	$T (kn.m)$
PLANCHER TERRASSE	ELU	01	17.98	19.76	18.91
		02	16.50	46.44	20
		03	5.11	7.15	12.56
	ELS	01	12.77	19.76	15.51
		02	12.05	33.92	14.61
		03	3.73	5.22	9.17

Récapitulatif résultats des sollicitations interne maximaux dans les poutrelles.

LOCALISATION	$M_u(kn.m)$	$M_{ser}(kn.m)$
Travée	46.44	33.92
Appui	17.98	12.77

Les valeurs corrigées des moments maximaux dans les planchers.

Armatures longitudinales :**ELU :**

Localisation	$M (kn.m)$	μ	α	β	μ_1	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	37.65	0.084	0.109	0.95	0.392	5.17
Appui	25.76	0.312	0.48	0.808	0.392	4.16

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

Les vérifications :E L S :

Localisation	M_u (kn .m)	M_{ser} (kn .m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	37.65	28.014	1.34	0.109	0.42	CV
Appui	25.76	18.67	1.37	0.48	0.43	CV

Récapitulatif résultats de la vérification.

E L U :

$$A = \max (A_{cal} , A'_{min} , A_{min})$$

LOCALISATION	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	A'_{min}	A_{max}	A_{adp} (cm ²)
travée	5.17	1.72	1.30	5.17	2T14 = 3.08
Appui	4.16	0.318	0.24	4.16	2T14 = 6.28

Récapitulatif résultats du ferrillage

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = T_u / b_0 \times d$ BAEL91 (art.A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 20 \times 10^3 / 120 \times 220 = 0.75$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,20. (25/1,5) ; 5\text{Mpa}] = \min (3,333 ; 5\text{Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u < = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (art.B.6.8, 424)

a) $h_t / L < M_t / 15M_0 \Rightarrow 24/500 = 0.048 > 0.85 M_0 / 15 M_0 = 0.044 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) $h_t / L < 1 / 22.5 \Rightarrow 0.048 > 0.044 \dots\dots\dots \text{C.V}$

c) $3.6 / f_e > A / b_0 \times d \Rightarrow 3.6/400 = 0.009 > 3.08 / 65 \times 22 = 0.0021 \dots\dots\dots \text{CV}$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Armatures transversales :

- **Diamètres minimales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\Phi_t > \min (h_t / 35, \Phi_t, b_0 / 10).$$

Ø1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t < \min (240/35, 12, 120/10) \Rightarrow \Phi_t < \min (6.85, 12, 12) = 12 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$FeE235 A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

Espacement St: BAEL91 (art.A.5.1, 22)

$$\bullet St^1 \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (19.8; 40) \text{ cm} \quad St^1 = 19.8 \text{ cm.}$$

$$\bullet St^2 \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 12 = 27.9 \text{ cm} \quad St^2 = 27.9 \text{ cm.}$$

$$\bullet St^3 \leq 0.8 A_t \cdot f_e / b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})$$

$$\Rightarrow 0.8 \times 57 \times 235 / 120 \times 1.15 \times (0.75 - 0.3 \times 2.1) = 64.71 \text{ cm.}$$

BAEL91 (art.A.5.1, 23).

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (art.A.5.1.31)

A) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que :

$$L'on a : T_u \leq 0.264 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$A_{u_{\text{maximum}}} a = 0.9 \times d = 19.8 \text{ cm.}$$

$$T_u = 20 \text{ KN}$$

$$0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 19.8 \times 12 \times 100 \times 25 = 158598 \text{ N}$$

$$T_u = 20 \text{ KN} < 158.598 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

B) Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s T_u / f_e.$$

$$A = 2 T_u / f_e = 3.08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq \gamma_s T_u / f_e = 1.15 \times 20000 / 400 = 57.5 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 57.5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (art.B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ **20cm** (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ **33cm** (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Ln: distance entre l'axe des poutrelles (Ln= 65 cm).

$$A^{\perp} = 4 L_n / f_c = 4 \times 65 / 235 = 1.11 \text{ cm}^2.$$

On adapte **5Ø6 = 1.41 cm² 5HA6/ml = 1.41 cm².**

5HA6 /ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles \Rightarrow St = 20 cm \leq 20cmvérifiée.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A// = A^{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte = 3Ø6 = 0.85 cm².

3HA6 / ml = 0.85 cm² \perp aux poutrelles \Rightarrow St = 30 cm \leq 33 cmvérifiée.

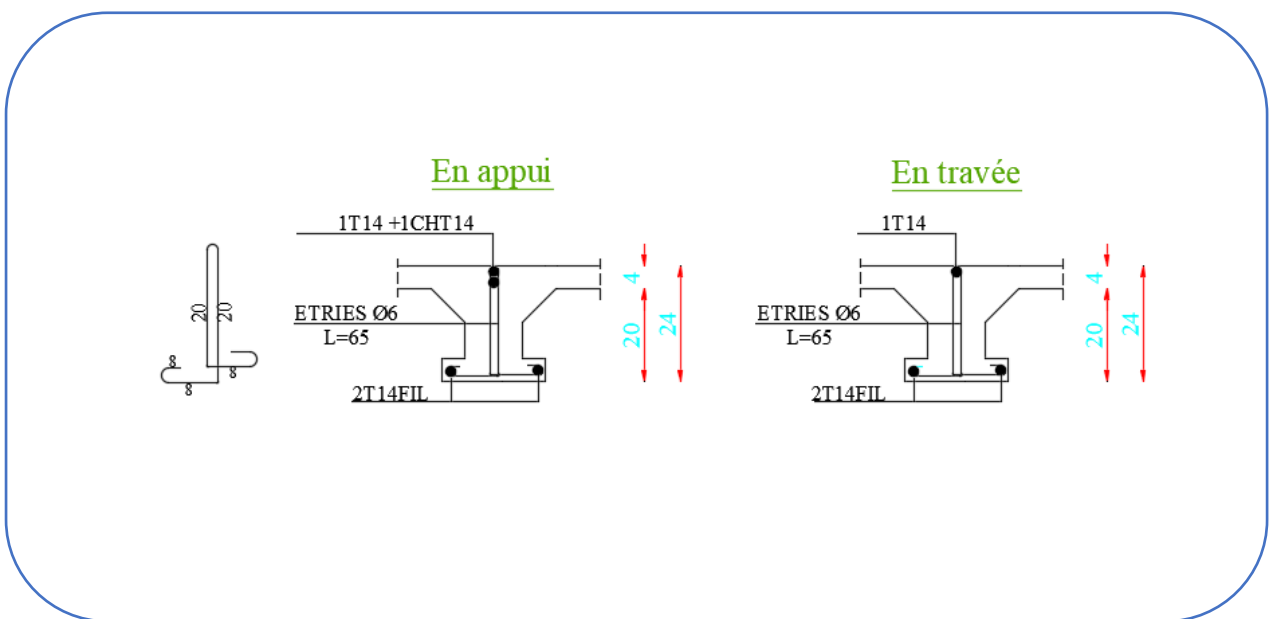


Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.

CHAPITRE IV

ETUDE

DYNAMIQUE

IV-1 Introduction :

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installations sensibles, stratégiques ou potentiellement dangereuses.

Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le p **Choix de la méthode de calcul :**

IV-3 Méthode statique équivalente :**IV-3-1 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 à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

IV-3-2 Demain d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 2003

IV-4 Méthode d'analyse modale spectrale :**IV-4-1 Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci

étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV-4-2 Demain d'application :

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthode statique équivalente est inapplicable IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

IV-4-3 Principe :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

Classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003 :

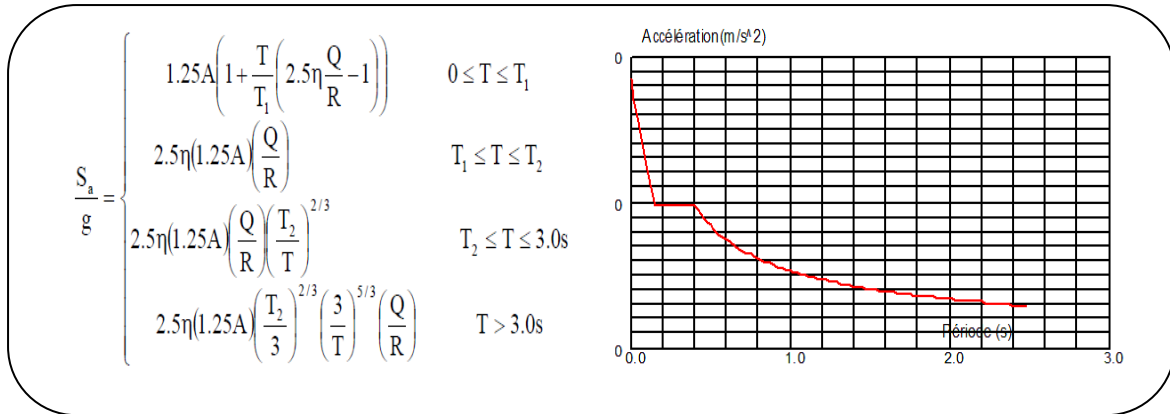
- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Batna** cette région est classé en **zone I**.
- Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le **Groupe 2**.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol meuble de catégorie S3**.
- La hauteur de la structure : **$h = 25.84 \text{ m} > 23 \text{ m}$ (zone I)**.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car l'article (4.1.2.b) RPA2003 limite la hauteur totale de la structure en zone I à 23m. Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse de notre structure.

Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art.4.3.3) (page:57)

L'action séismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



Spectre de réponse.

D'après le R.P.A 99/V2003 on a :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1)

Q : Facteur de qualité. (Tableau 4.4)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (Tableau 4.7)

R : Coefficient de comportement. (Tableau 4.3)

η : Coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 \text{ (4.3) (art. 4.3.3).}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2)

Dans notre projet on a :

Sol meuble (Tableau 4.2) ⇒ site 3 donc T1 = 0.15 sec et T2 = 0.4 sec.

A= 0.10 (Tableau 4.2) Zone sismique I. Groupe d'usage 2. Groupe d'usage

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10		0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Coefficient d'accélération de zone (A)

$\xi = 7 \%$ (Tableau 4.2)

- Portique en béton arme.
- Remplissage dense

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs de $\xi(\%)$

$$\eta = \sqrt{7/2 + 7} = 0.882 > 0.7$$

- **R**: Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3
Contreventement mixte **R = 5**.
- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.
- est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 $Q = 1.2$

Critère q	Pq	
	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	1	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Valeurs des pénalités Pq

IV-5 Nombre de mode à considérer :

L'RPA99 /V2003 (art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux direction orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- 1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- 2) Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- 3) Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel ROBOT Structural analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

IV- 6 Description de logiciel ROBOT :

- 1) Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- 2) Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- 3) Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- 4) Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- 5) Les poteaux et les poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- 6) Les planchers sont considérés rigides dans leur plan et sont simulés par des diaphragmes.

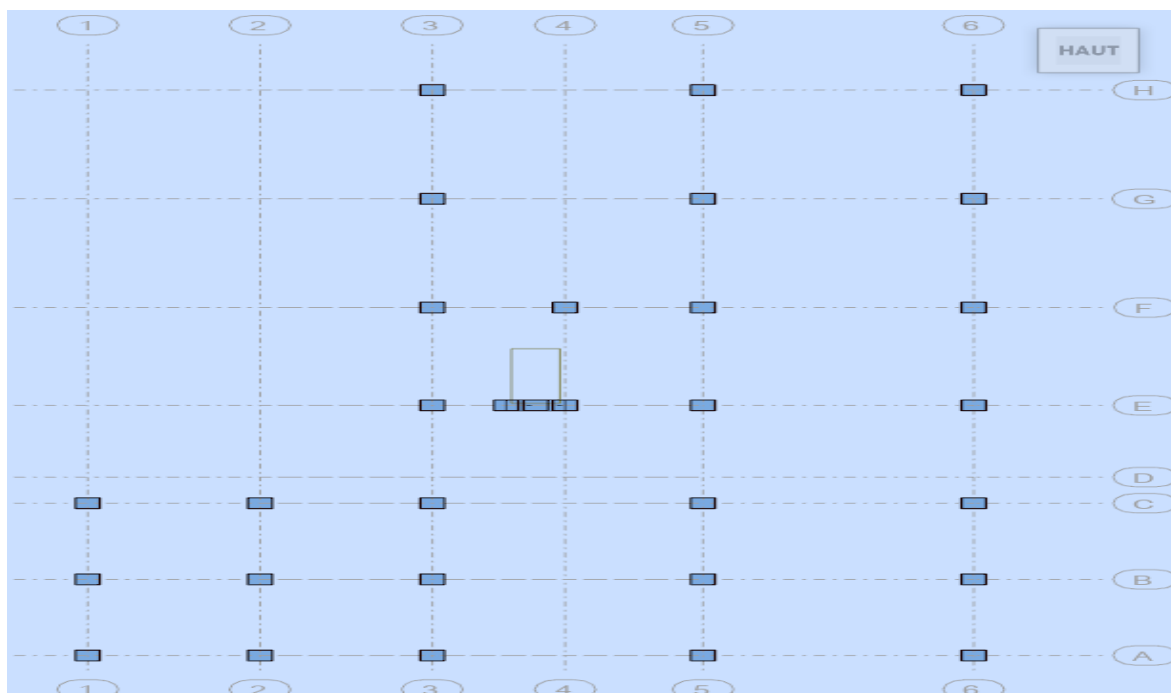
Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétez-le :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

Première variante :

Pour la première proposition, on propose une structure en portiques sans voiles et ce malgré que le (RPA 2003) n'autorise pas ce type de contreventement en Zone I.

Le but c'est d'avoir une idée sur la valeur de la période et de la flexibilité de la structure.



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,65	1,54	8,93	59,09	0,00	8,93	59,09	3470253,94	3470253,94
4/ 2	0,69	1,45	57,68	78,28	0,00	48,74	19,19	3470253,94	3470253,94
4/ 3	0,76	1,32	79,48	80,88	0,00	21,81	2,60	3470253,94	3470253,94
4/ 4	1,99	0,50	80,27	88,90	0,00	0,78	8,02	3470253,94	3470253,94
4/ 5	2,14	0,47	87,18	90,66	0,01	6,91	1,75	3470253,94	3470253,94
4/ 6	2,34	0,43	90,31	91,00	0,01	3,13	0,34	3470253,94	3470253,94
4/ 7	3,45	0,29	90,44	94,03	0,01	0,13	3,03	3470253,94	3470253,94
4/ 8	3,79	0,26	92,76	94,46	0,01	2,32	0,43	3470253,94	3470253,94
4/ 9	4,11	0,24	94,03	94,56	0,01	1,27	0,11	3470253,94	3470253,94
4/ 10	5,00	0,20	94,08	96,26	0,01	0,05	1,70	3470253,94	3470253,94

Résultat obtenue de première variant

Interprétation des résultats :

- 1) La période fondamentale de la structure $T_x = 1.54\text{sec}$, ce qui explique que la structure est trop souple.
- 2) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe Y avec mobilisation de la masse modale UY = 59.09 % couplé avec la torsion
- 3) La deuxième mode est un mode de translation selon l'axe X avec mobilisation de la masse modale UX = 48.74%
- 4) La troisième mode : il y a une torsion.

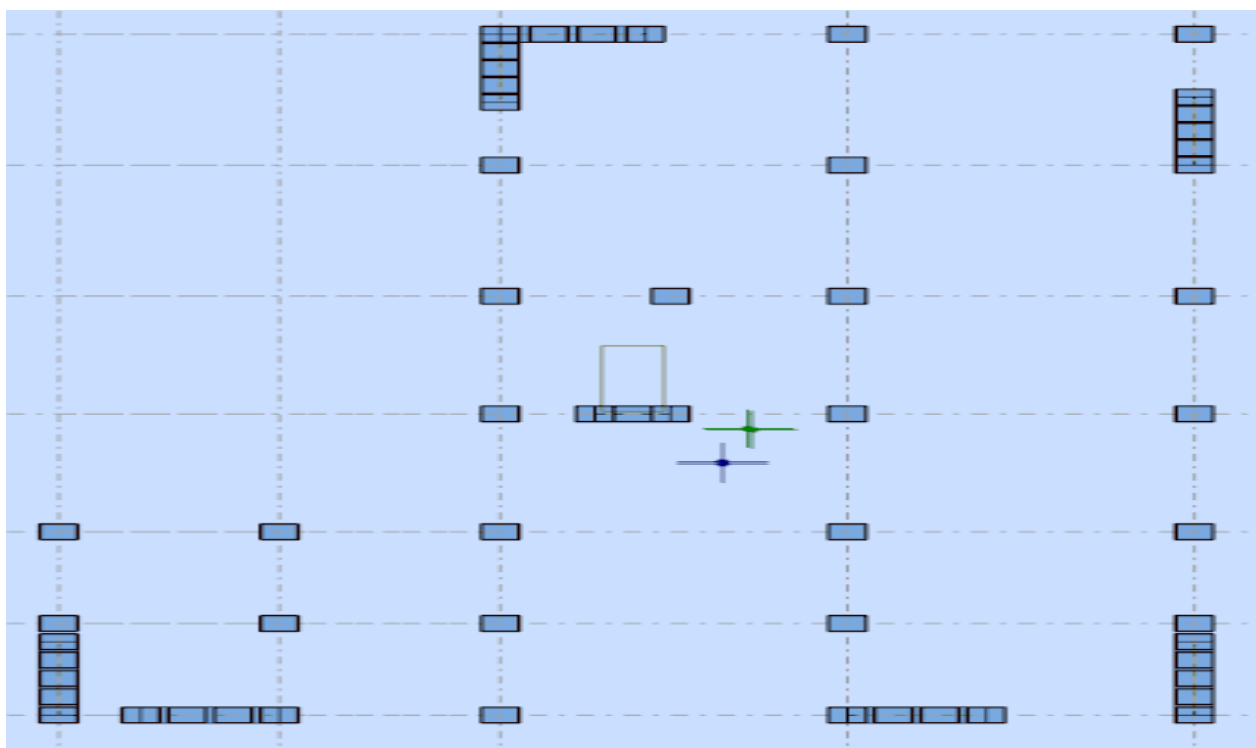
• **CONCLUSION :**

La structure présente de trop de flexibilité ce qui peut avoir des conséquences sur les déplacements maximaux admissibles de structure, cela est dû à la présence de la torsion dans les deux premiers modes, et pour cette raison on doit changer la position de certains voiles et ajouter d'autres pour éliminer la torsion et rendre les déplacement admissibles.

La solution :

On propose d'ajouter des voiles.

Deuxième variante :



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,86	1,16	65,60	2,80	0,00	65,60	2,80	4027642,37	4027642,37
4/ 2	0,99	1,01	70,28	67,83	0,00	4,68	65,03	4027642,37	4027642,37
4/ 3	1,24	0,80	74,48	71,87	0,00	4,21	4,04	4027642,37	4027642,37
4/ 4	2,95	0,34	86,42	72,19	0,02	11,94	0,33	4027642,37	4027642,37
4/ 5	3,59	0,28	87,00	85,34	0,02	0,58	13,15	4027642,37	4027642,37
4/ 6	4,45	0,22	87,40	86,62	0,02	0,40	1,27	4027642,37	4027642,37
4/ 7	5,75	0,17	92,09	86,68	0,03	4,69	0,06	4027642,37	4027642,37
4/ 8	7,42	0,13	92,23	91,90	0,03	0,14	5,22	4027642,37	4027642,37
4/ 9	8,54	0,12	92,26	91,90	42,69	0,03	0,00	4027642,37	4027642,37
4/ 10	8,75	0,11	94,47	92,07	42,89	2,20	0,17	4027642,37	4027642,37

Interprétation des résultats :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- 1) La période fondamentale de la structure $T_x = 1.16\text{sec}$, ce qui explique que la structure est trop souple.
- 2) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X avec mobilisation de la masse modale $U_X = 65.60\%$.
- 3) Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe Y avec mobilisation de la masse modale $U_Y = 65.03\%$
- 4) Le troisième mode : il y a une torsion.

• CONCLUSION :

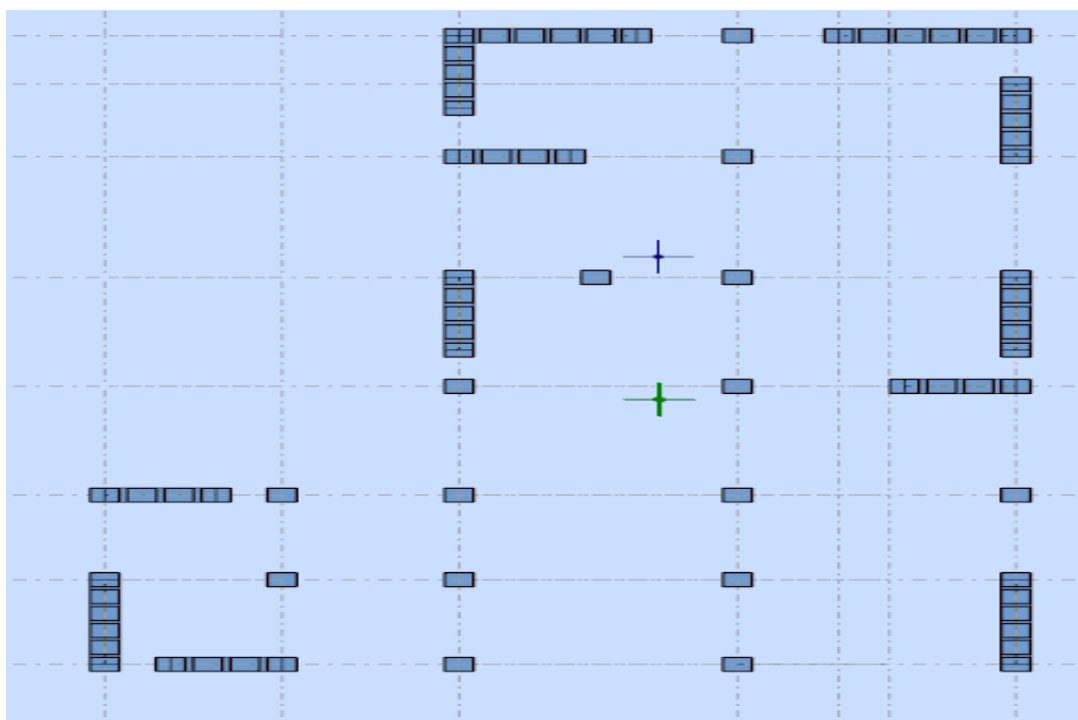
La structure présente une certaine flexibilité ce qui peut avoir des conséquences sur les déplacements maximaux admissibles de structure, pour cette raison on doit changer la position de certains voiles et ajouter d'autres.

La solution :

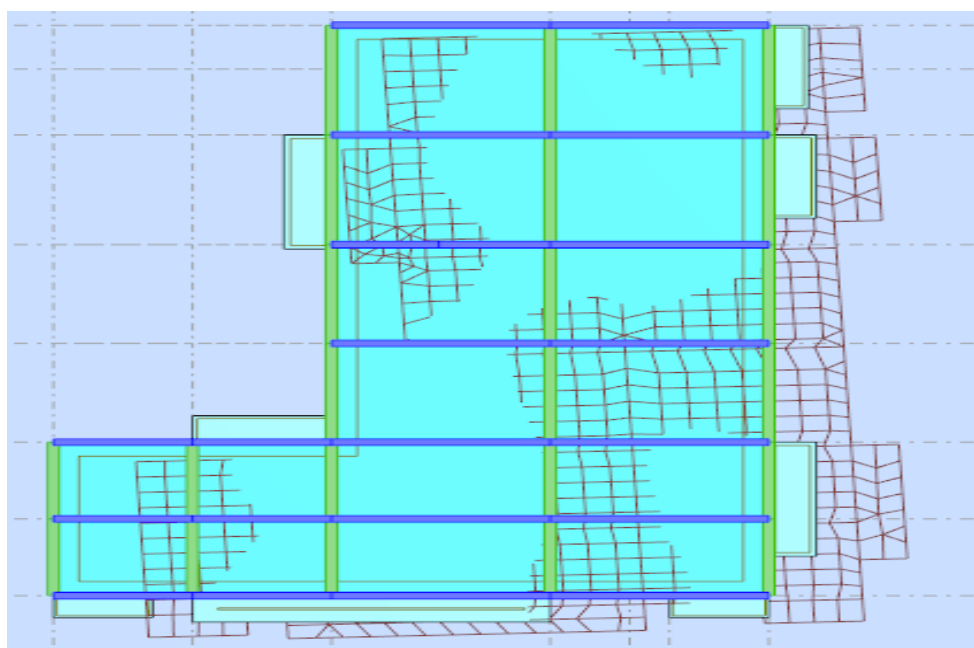
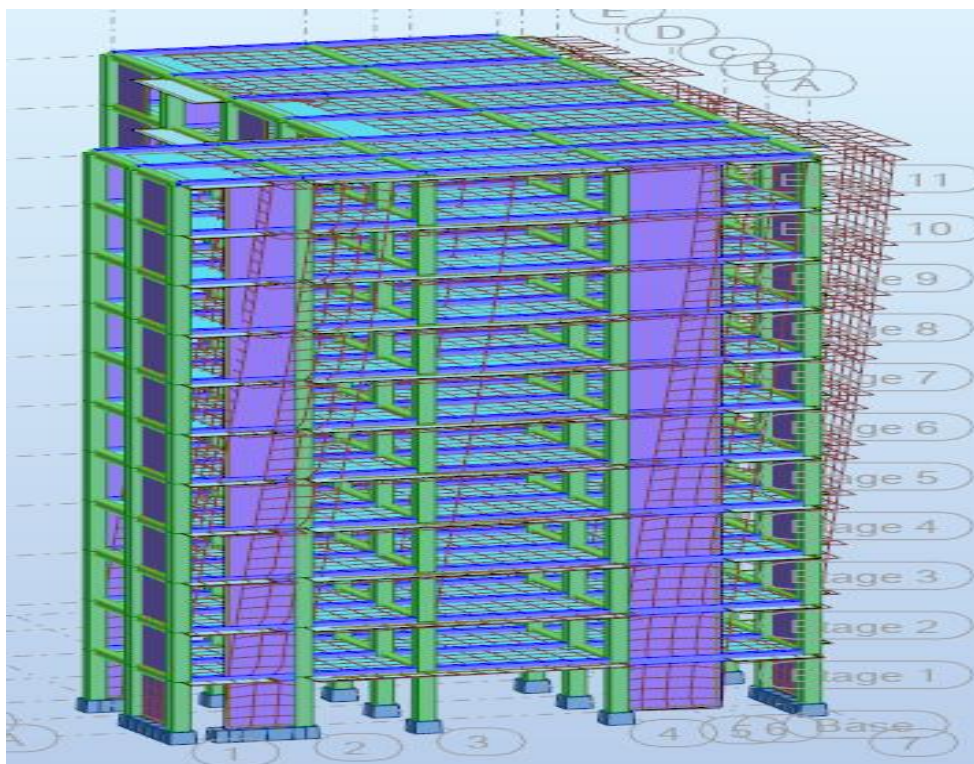
On propose :

- L'augmentation de la section des poteaux $(50 \times 40) \Rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- L'augmentation du nombre des voiles et changement de leur disposition

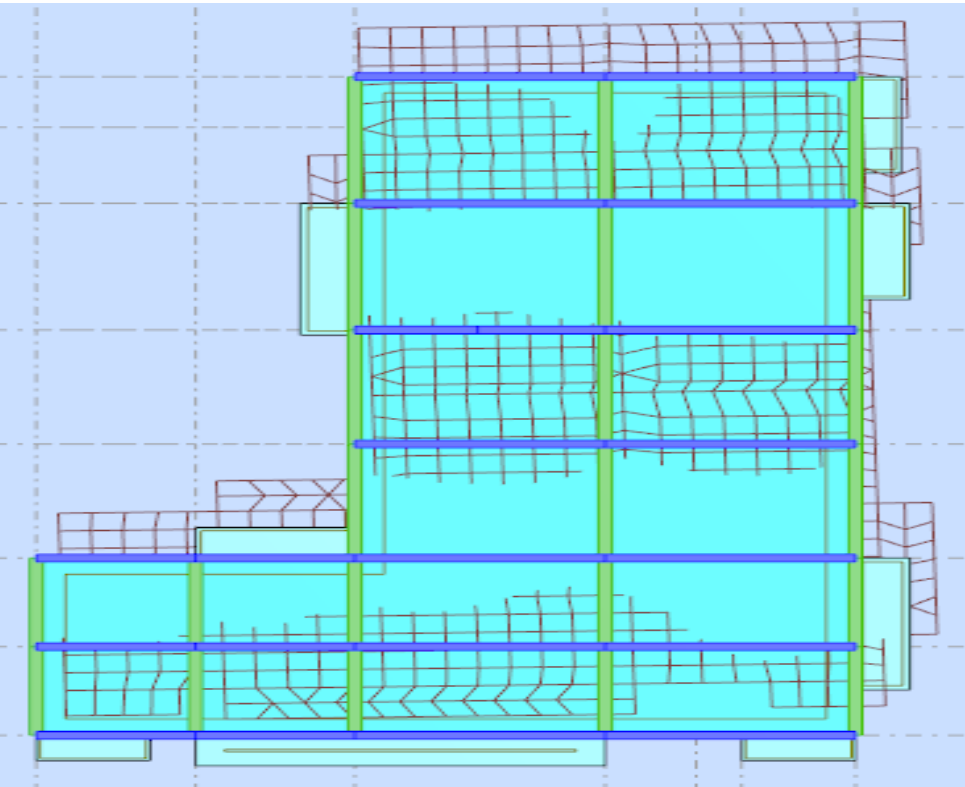
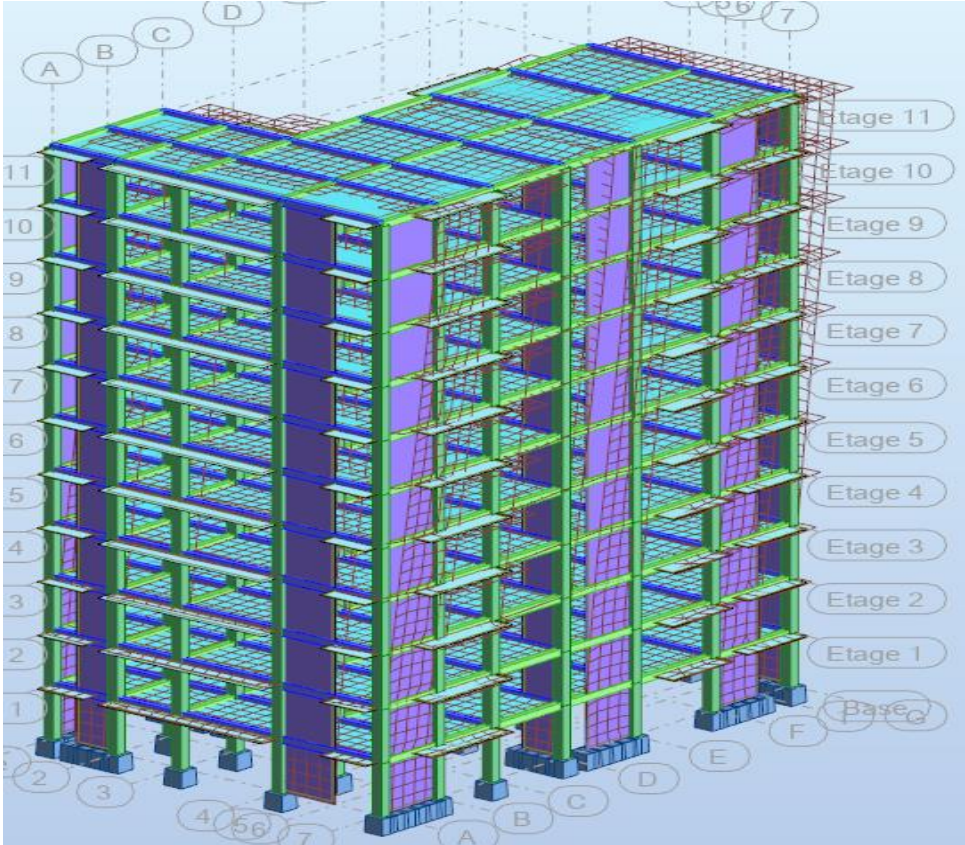
Troisième variante :



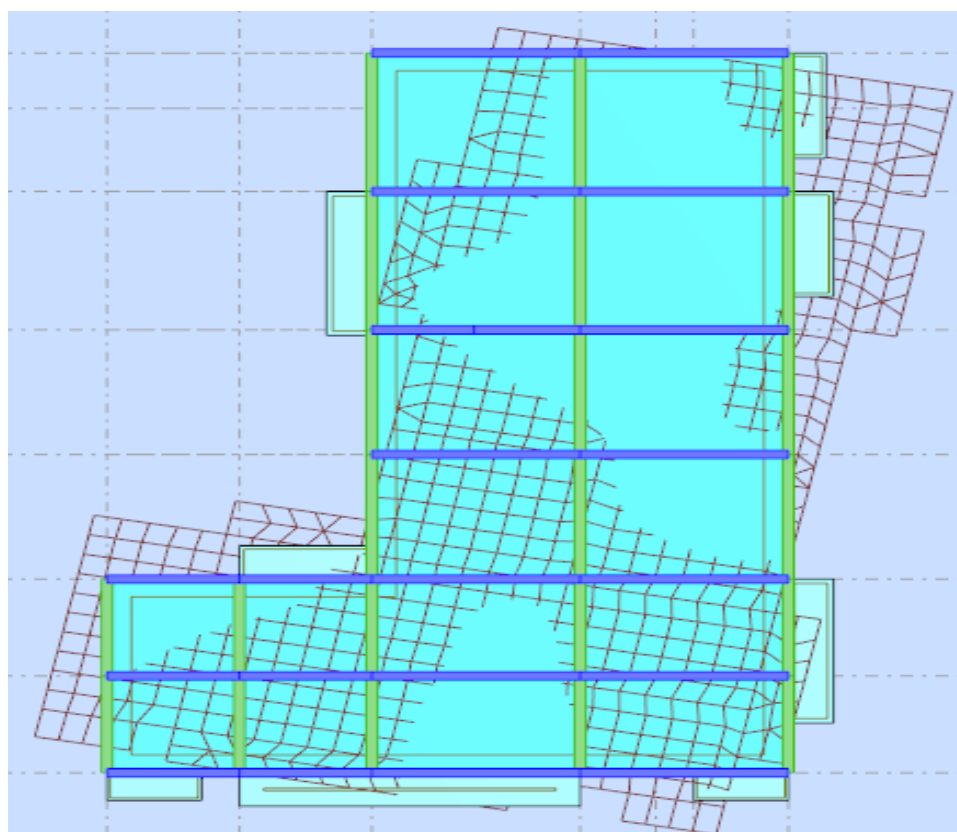
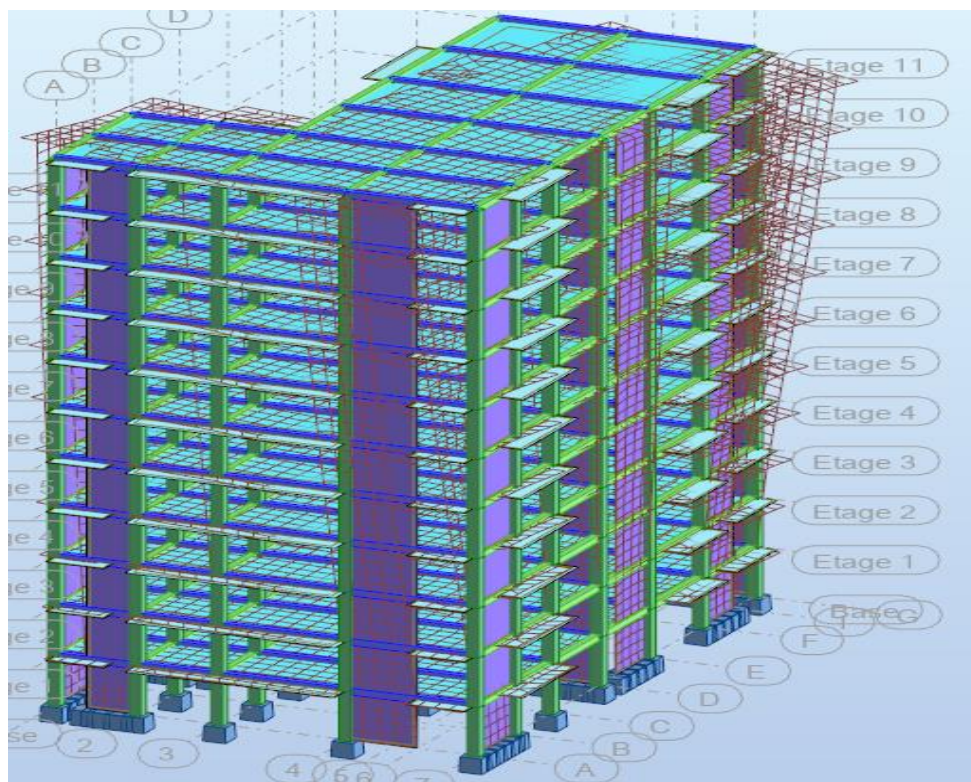
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,16	0,86	66,17	3,28	0,00	66,17	3,28	4124541,49	4124541,49
4/ 2	1,23	0,82	68,93	69,83	0,00	2,76	66,54	4124541,49	4124541,49
4/ 3	1,72	0,58	72,66	70,10	0,00	3,73	0,27	4124541,49	4124541,49
4/ 4	4,07	0,25	85,92	70,16	0,01	13,26	0,06	4124541,49	4124541,49
4/ 5	4,70	0,21	85,94	85,49	0,01	0,02	15,33	4124541,49	4124541,49
4/ 6	6,34	0,16	86,66	85,77	0,03	0,72	0,28	4124541,49	4124541,49
4/ 7	8,25	0,12	91,60	85,80	0,16	4,94	0,02	4124541,49	4124541,49
4/ 8	9,62	0,10	91,61	85,80	32,40	0,01	0,01	4124541,49	4124541,49
4/ 9	10,00	0,10	91,63	91,63	32,61	0,02	5,83	4124541,49	4124541,49
4/ 10	10,40	0,10	91,63	91,66	44,79	0,00	0,03	4124541,49	4124541,49

Les schémas des trois premiers modes de vibration

Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan (troisième variante).



Deuxième mode de vibration vue 3D et vue en plan (troisième variante).



Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan (troisième variante)

Interprétation des résultats :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- 1) La période fondamentale de la structure $T_x = 0.86\text{sec}$, ce qui explique que la structure est rigide.
- 2) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X avec mobilisation de la masse modale $U_X = 66.17\%$.
- 3) La deuxième mode est un mode de translation selon l'axe Y avec mobilisation de la masse modale $U_Y = 66.54\%$
- 4) Le troisième mode : il y a une torsion pure.

• CONCLUSION :

La structure présente une bonne rigidité avec l'élimination des torsions dans les deux premiers modes ce qui nous permet d'adopter cette variante comme structure finale.

- **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :**
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**
- **Vérification de la période de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot H_n^{3/4}$$

RPA99/V2003 (4-6) (art.4.2.4)

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 RPA99/V 2003 (tableau 4.6).

$$C_T = 0.050$$

$$h_n = 35.53 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.05 \times 35.53^{(3/4)} = 0.72 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.9 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D_{xy}}} \quad \text{RPA99/V2003 (4-7) (art.4.2.4) .}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 18.40 \text{ m}$$

$D_y = 26.5 \text{ m}$

$T_x = 0.09 \times 35.53 / \sqrt{18.4} = 0.74 \text{sec}$

$T_y = 0.09 \times 35.53 / \sqrt{26.5} = 0.63 \text{ sec}$

$T_x = \min (0.72 ; 0.75) = 0.72 \text{ sec}$

$T_y = \min (0.72, 0.6) = 0.63 \text{ sec}$

$T_x = 0.72 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0.63 \text{ sec}$

- Périodes dynamiques de la structure selon le tableau :

$T_{x\text{dyn}} = 0.86 \text{ sec}$

$T_{y\text{dyn}} = 0.82 \text{ sec}$

Condition liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- **Sens (X- X) :**

$T_{\text{dyn}} = 0.86 \text{ sec} \quad .$

$T_{\text{stat}} = 0.72 \text{ sec}.$

$\frac{T_{\text{dyn}}}{T_{\text{stat}}} = \frac{0.86}{0.72} = 1.19 < 1.3 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

On prend la valeur de la période $T_x = T_x (\text{dyn}) = 0.86 \text{ sec}$

- **Sens (Y- Y) :**

$T_{\text{dyn}} = 0.82 \text{sec}.$

$T_{\text{stat}} = 0.63 \text{ sec}.$

$\frac{T_{\text{dyn}}}{T_{\text{stat}}} = \frac{0.82}{0.63} = 1.3 < 1.3 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

On prend la valeur de la période $T_y = T_y (\text{dyn}) = 0.82 \text{ sec}$

IV-7 Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure :

RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a):

Fx (KN)	Fx sur les poteaux (KN)	FY (KN)	FY sur les poteaux (KN)	FZ(KN)	FZ sur le voile (KN)
1774.73	668.24	1871.13	532.34	- 43400.56	- 8800.12

Les Efforts réduits sur les poteaux et les voiles

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{FZ_{voile}}{FZ_{totale}} = \frac{8800.12}{43400.56} \times 100 = 20.27 \% > 20$$

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ total}} = \frac{668.24}{1774.73} \times 100 = 37.65 \% > 25$$

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ total}} = \frac{532.34}{1871.13} \times 100 = 28.45\% > 25.$$

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement : RPA 99/V2003 (art 3.4.4.a) :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Alors, notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) **R = 5**.

IV-8 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

On a :

$$A = 0.10$$

$$R = 5$$

$$Q = 1.2$$

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)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 < T < T_2. \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & \text{si } T_2 < T < 3.0 \text{ sec.} \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & \text{si } T > 3.0 \text{ sec.} \end{cases}$$

On a:

$$T_2 = 0.40 \text{ sec. ,}$$

$$T_x = 0.86 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.82 \text{ sec.}$$

$$\text{Alors : } T_2 < T_{x,y} < 3 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 (0.4/0.86)^{2/3} \Rightarrow 1.32$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 (0.4/0.82)^{2/3} \Rightarrow 1.36$$

W : poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau (4.5) RPA99/V2003).

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$. Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

➤ **Le poids de chaque niveau de la bâtiment et donnée par la logiciel ROBOT:**

NIVEAU	Calcul Automatique ROBOT G+0.2Q
	MASSE (KG)
1	369634.74
2	369634.74
3	369634.74
4	369634.74
5	369634.74
6	370851.25
7	372067.76
8	373284.27

9	374500.78
10	375717.29
11	432783.70
TOTAL	4147378.75

Les résultats de la masse totale de la structure.

Donc : $W = \sum W_i = 41473.78 \text{KN}$.

Sens	A	D	R	Q	W	Vdyn	Vstat
Longitudinal (x - x)	0.10	1.32	5	1.2	41473.78	1774.73	1313.89
Transversale (y - y)	0.10	1.36	5	1.2	41473.78	1871.13	1353.70

Les résultats des efforts tranchant à la base.

Vérification :

$V_{\text{dyn}} > 0.8 \times V_{\text{stat}}$ RPA99 / V2003 (art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifiée

Sens	V _{dyn}	V _{stat}	0.8xV _{stat} (kn)	Condition
Sens x-x	1774.73	1313.89	1051.112	CV
Sens y-y	1871.13	1353.70	1082.96	CV

Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant

IV-9 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: RPA99 (art 4.2.5).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

- $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$ si $T > 0,7 \text{ sec}$.
- $F_t = 0$ si $T \leq 0,7 \text{ sec}$.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{[(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i]}{\sum (W_j \cdot h_j) \cdot n_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i , j .

• Sens X-X :

$T_x = 0.86 \text{ sec}$

$V_x = 1774.73 \text{ KN}$

$T_x = 0.86 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.86 \times 1774.73 = 106.838 \text{ KN}$

• Sens Y-Y:

$T_y = 0.82 \text{ sec}$

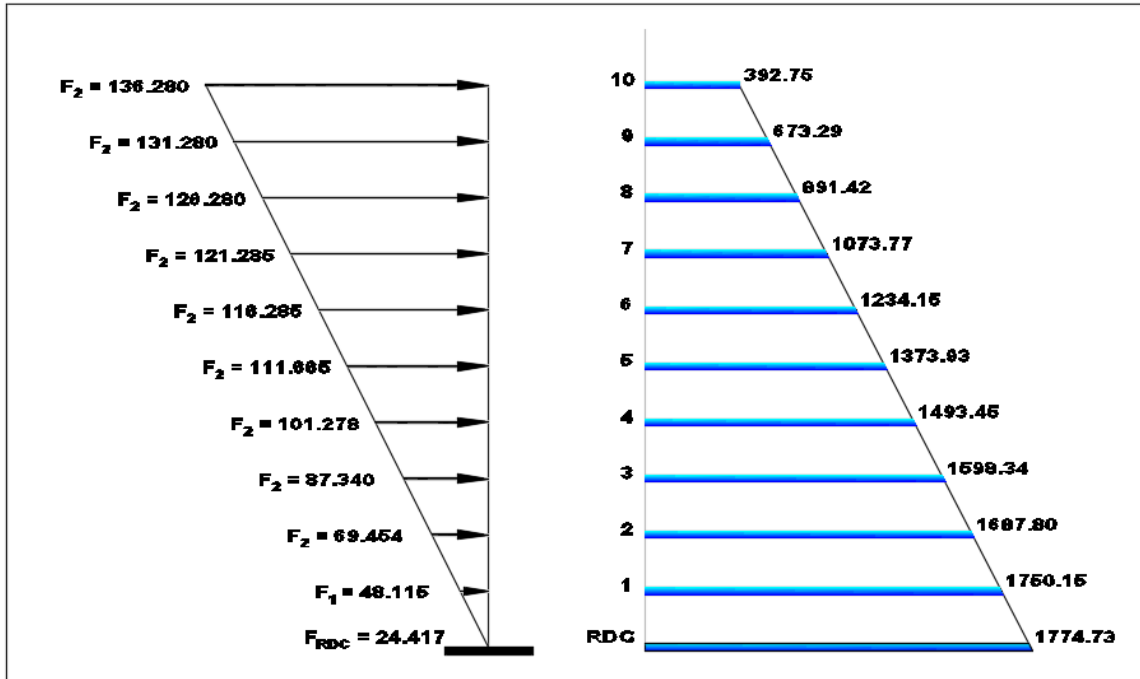
$V_y = 1871.13 \text{ KN}$

$T_y = 0.82 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.82 \times 1871.13 = 107.402 \text{ KN.}$

Niveau	$W_i(\text{kn})$	$H_i \text{ (m)}$	$V_x - F_t \text{ (kn)}$	$V_y - F_t(\text{kn})$	$W_i \times h_i$	Fix	F_{iy}	
RDC	3696.34	3.23	1667.89	1763.728	11939.178	24.417	25.820	
01	3696.34	6.46	1643.312	1738.838	23878.356	48.115	50.912	
02	3696.34	9.69	1581.42	1674.428	35817.534	69.454	73.539	
03	3696.34	12.92	1491.502	1582.568	47756.712	87.340	92.673	
04	3696.34	16.15	1383.612	1476.708	59695.891	101.278	108.093	
05	3708.51	19.38	1267.092	1355.478	71870.923	111.665	119.455	
06	3720.67	22.61	1127.312	1210.168	84124.348	116.285	124.832	
07	3732.84	25.84	966.932	1042.248	96456.58	121.285	129.832	
08	3745.00	29.07	784.582	854.768	108867.15	126.280	134.832	
09	3757.17	32.30	566.452	631.128	121356.591	131.280	139.832	
10	4327.83	35.53	285.912	331.768	153767.799	136.280	144.832	
					$\sum W_i \times h_i$	815531.062		

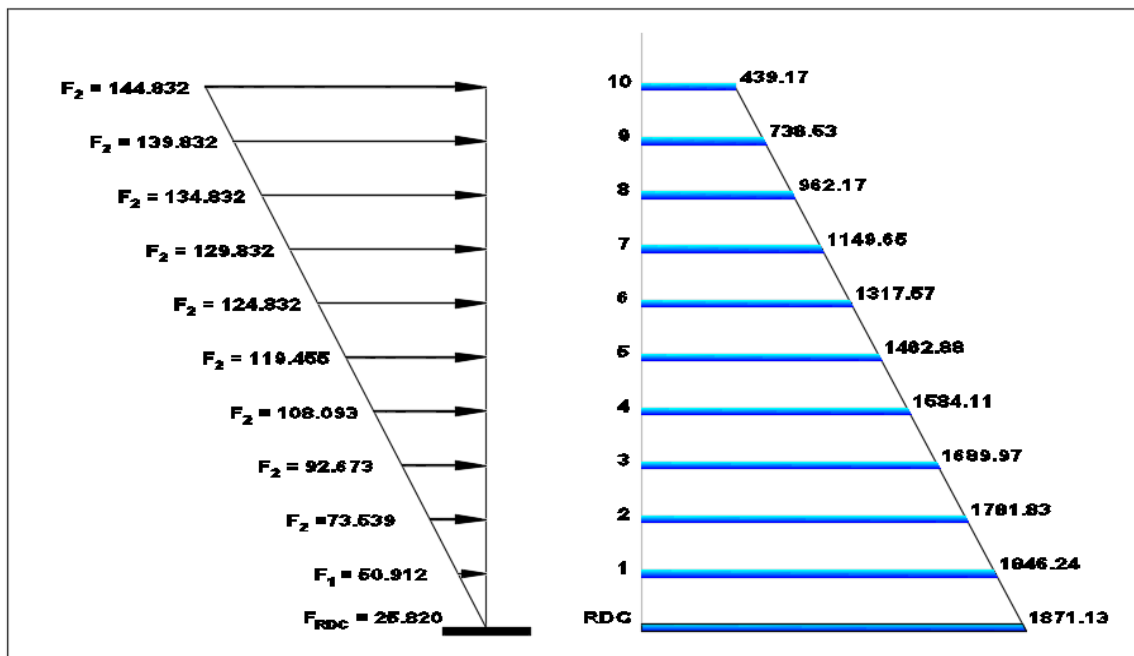
Distribution des forces sismiques (sens X , Y) au niveau de chaque étage.

● Sense X-X



Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X

● Sense Y-Y



Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.

IV-10 Vérification les déplacements : RPA99 V2003 (art 4.43) :

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ Avec:}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau« k »par rapport au niveau« k-1 »est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) l'article 5.10 du RPA99/V2003.

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq \Delta_{adm} = 0.01 \times h_e$

Avec :

h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

Δ_{adm} : Déplacement admissible égale à (1% $h_e = 0.01 \times 3.23 = 0.0323 \text{ m} = 3.23 \text{ cm}$).

Etage	δ_{kx}	$\Delta_x \text{ (cm)}$	δ_{ky}	$\Delta_y \text{ (cm)}$	$\Delta_{adm} \text{ (cm)}$	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	0.3	0.2	0.2	3.23	CV
1	0.9	0.6	0.7	0.5	3.23	CV
2	1.5	0.6	1.3	0.6	3.23	CV
3	2.3	0.8	2.0	0.7	3.23	CV
4	3.1	0.8	2.8	0.8	3.23	CV
5	3.9	0.8	3.6	0.8	3.23	CV
6	4.6	0.7	4.4	0.8	3.23	CV
7	5.4	0.8	5.1	0.7	3.23	CV
8	6.0	0.6	5.8	0.7	3.23	CV
9	6.6	0.6	6.5	0.7	3.23	CV
10	7.2	0.6	7.2	0.7	3.23	CV

Déplacements absolus pour les deux sens.

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**) (**Page : 63**) du **RPA99/V2003** et vérifier.

IV-11 Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : RPA99/V2003 (art 5.9) p40

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

Etage	hk	Pk	Sense X-X			Sense y-y		
			$\Delta k(m)$	$V_x(kn)$	Θ	Δk	$V_x(kn)$	Θ
10	3.23	4327.83	0.006	392.75	0.020	0.007	439.17	0.021
09	3.23	3757.17	0.006	673.29	0.010	0.007	738.53	0.011
08	3.23	3745.00	0.006	891.42	0.007	0.007	962.17	0.0084
07	3.23	3732.84	0.008	1073.77	0.0086	0.007	1149.65	0.0069
06	3.23	3720.067	0.007	1234.15	0.0065	0.008	1317.57	0.0062
05	3.23	3708.51	0.008	1373.93	0.0066	0.008	1462.88	0.0062
04	3.23	3696.34	0.008	1493.45	0.0061	0.008	1584.11	0.0057
03	3.23	3696.34	0.008	1598.34	0.0042	0.007	1689.97	0.0047
02	3.23	3696.34	0.006	1687.80	0.0040	0.006	1781.83	0.0038
01	3.23	3696.34	0.006	1750.15	0.0039	0.005	1846.24	0.0030
RDC	3.23	3696.34	0.003	1774.73	0.0019	0.002	1871.13	0.0012

Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

On remarque que les valeurs de Θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV-12 Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$M_s / M_r > 1.5$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W : Le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur)

Etage	Hi	Sense x-x		Sense y-y	
		Fix (KN)	Fi x hi	Fiy (KN)	Fiy x hi
RDC	3.23	24.417	78.866	25.820	83.39
01	6.46	48.115	310.822	50.912	328.891
02	9.69	69.454	673.00	73.539	712.592
03	12.92	87.340	1128.43	92.673	1197.335
04	16.15	101.278	1635.63	108.093	1745.70
05	19.38	111.665	2164.0677	119.455	2315.037
06	22.61	116.285	2629.203	124.832	2822.45
07	25.84	121.285	3134.00	129.832	3354.85
08	29.07	126.280	3670.95	134.832	3919.566
09	32.30	131.280	4240.344	139.832	4516.573
10	35.53	136.280	4842.028	144.832	5145.880
Mr = $\sum F_i \times h_i$			24507.34	/	26142.264

Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

Vérifications :

• Sens X-X:

$$M_s = 41473.78 \times 18.4/2 = 381558.776 \text{ kn. m}$$

$$M_s/M_{rx} = 381558.776/24507.34 = 15.56 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

• **Sens Y-Y**

$$M_s = 41473.78 \times 26.5 / 2 = 549527.585 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_s/M_{ry} = 549527.585/26142.264 = 21.02 > 1.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-13 Caractéristique géométrique et massique :

IV-13-1 Centre de masse :

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formule suivant :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

x_i, y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

IV-13-2 Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux. -Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme , vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure. -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

IV-13-3 L'excentricité théorique et accidentelle :

IV-13-3-1 L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

IV- 13 -3 -2 L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA 99/V2003(art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 18.4$ m $e_{ax} = 0.92$ m.
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 26.5$ m $e_{ay} = 1.32$ m.

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_x = 0.92$ m.
- $e_y = 1.32$ m.
- **Le tableau suivant résume les résultats :**

Etage	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité	
	XG (m)	YG (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	Ex	Ey
RDC	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
01	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
02	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
03	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
04	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
05	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
06	10.86	11.12	10.52	9.67	0.33	1.44
07	10.86	11.12	10.52	9.67	0.34	1.44
08	10.86	11.12	10.52	9.67	0.34	1.44
09	10.86	11.12	10.52	9.67	0.34	1.44
10	10.84	11.05	10.52	9.59	0.31	1.46

Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

IV-14 Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 V2003 (art 7.1.3.3)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.03$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton .

Combinaison	Bc (cm ²)	Nd (kn)	v	Observation
G + Q	50x50	2012.3	0.032	C.N.V
G+Q + EY	50x50	2026.7	0.032	C.N.V
0.8G - EX	50x50	1034.54	0.016	CV
0.8G - EY	50x50	1023.44	0.016	CV

Vérification de l'effort normal réduit**Conclusion :**

Par suite, des résultats calculés obtenus dans cette étude sismique, sachant que on a changé les démentions de poteau qui ont a été données dans le chapitre de pré dimensionnement. On peut dire que notre structure est une structure parasismique bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE

DES ELEMENT

DES STRUCTURE

V-1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Leurs ferraillements doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

V-2 Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferraillement avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- Selon BAEL91 (art. 6.1.2) (La combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon RPA 2003 Formule (5 - 1 ; 2)

(Combinaisons accidentelles) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

SITUATION	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
DURABILITE	1.5	25	14.2	348
ACCIDENTELLE	1.15	25	18.5	4.00

Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

V-3 Ferraillement des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Leur ferraillement longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- 1) $N_{Max} \rightarrow M_{corr}$
- 2) $M_{Max} \rightarrow N_{corr}$
- 3) $N_{Min} \rightarrow M_{corr}$

Sachant que :

- 1) Les combinaisons ($G + Q$ et $1.35G + 1.5Q$) donnent un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).
- 2) Les combinaisons ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) donnent un moment maximal et un effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}). → Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.
- 3) Les combinaisons ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) donnent un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}). → Elle dimensionne les sections d'acier.
(contrainte de traction maximale).

V-3-1 Recommandations du RPA99/V2003 : (art 7.4.2 page 48) :**A) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\min} = 0,8 \%$ de la section de béton (en zone I).
- $A_{\max} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{\max} = 6 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40ϕ en zone I.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure. Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	section poteaux (cm)	Amin RPA (cm)	Amax RPA (cm)	
			Zone	Zone
RDC et 10 Etage	50 x 50	20	10	15

V-3-2 Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales**B) Armatures transversales : RPA99/version 2003 (art. 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t / St = \rho_a \times v_u / h_l \times f_e \dots \dots \dots (A).$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

il est pris égal à :

- 2.5 si $\lambda_g \geq 5$.
- 3.75 si $\lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = (l_f / a \text{ ou } l_f / b)$.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

a , b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A), Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale: $S_t \leq \min(10 L \phi_{\min}, 15 \text{ cm})$ (en zones I).
- dans la zone courante : $S_t \leq 15 L \phi_{\min}$ (en zones I).

$\phi_{\min L}$: est le diamètre minimal longitudinal du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$A_t / t \times b_l$ en % est donnée comme suit :

Si :

- $\lambda_g \geq 5$: 0.3 %
- $\lambda_g \leq 3$: 0.8 %
- $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\min}$.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V-3-3 Les sollicitations du poteau :

Combinaison	Effort	Valeur
E L U	N_{\max}	2476.34
	M_{corr}	16.43
E L S	N_{\max}	1811.23
	M_{corr}	12.03
0.8G + / - E	N_{\min}	7.04
	M_{\max}	1.68
G + Q + E	N_{corr}	104.98
	M_{\max}	94.84

Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.

V-3-4 Calcul des ferrailrages :**Armatures longitudinales:**

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans les deux sens Y et Z, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant M_y et M_z .

1^{er} cas : la combinaison (1,35 G+1,5 Q):**Exemple de calcul :****SENS Y:**

$$N_{\text{Max}} = 2476.34 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 16.43 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91).

On adoptera une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$, $e_1 = e_0 + e_a$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : Excentricité due aux effets du sec.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{Max}} = 16.43 / 2476.34 = 6.63 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, L / 250) = \max(2\text{cm}, 323 / 250 = 1.29 \text{ m}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 6.63 \times 10^{-3} + 2 \approx 2 \text{ cm}$$

L : hauteur totale du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_f / h < \max(15 ; 20 \times e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$2,261 / 0,5 = 4,522 < \max(15 ; 20 \times 2 / 50 = 0,8) = 15 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12 \times 2,261 / 0,5} = 15,66$$

$$\text{Alors : } \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 (\lambda / 35)^2) = 0,85 / (1 + 0,2 (15,66 / 35)^2) = 0,81$$

Ø : Généralement égal à 2.

$$e_2 = 3 \times l_f^2 / 10^4 \times h (2 + \alpha \Phi) = 3 \times 2,261^2 / 10^4 \times 0,5 (2 + 0,81 \times 2) = 0,0110$$

$$e = e_1 + e_2 = 2 + 0,011 = 2,011 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 2476,34 \times 0,0201 = 49,77 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corrigé}} = 49,77 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{Max}} = 2476,34 \text{ KN}$$

$$A = (0,337h - 0,81 c'). b. h. \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 7) \times 50 \times 50 \times 14,2 = 396890 \text{ N}$$

$$A = 3968,90 \text{ KN}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times d - h / 2 + M_{\text{corrigé}}$$

$$M_{ua} = 2476,34 (0,43 - 0,5/2) + 49,77 = 495,511 \text{ kn.m}$$

$$B = 2476,34 (0,43 - 0,07) - 495,511 = 395,971 \text{ kn.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_a / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 = 495,511 \times 10^6 / 14,2 \times 500 \times 430^2 = 0,37$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,612$$

$$\beta = 0,4 \alpha - 1 = 0,755$$

$$A_f = M_a / \bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d = 495,511 \times 10^6 / 14,2 \times 0,755 \times 430 = 43,85 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - N / 100 \times \bar{\sigma}_s = 43,85 - 2476,34 \times 10^3 / 100 \times 348 = 27,309 \text{ cm}^2$$

Nous faisons le même calcul et les résultats sont résumés dans le tableau suivant

combinaison	Sens	N (kn)	M (kn)	Nature la section	A _{cal} (cm)
ELU	X	2476.34	16.43		- 27.30
0,8 G+/-E	X	7.04	1.68		+1.037
G+Q+E	X	104.98	94.84		+22.13

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale pour les poteaux

V-3-4-1 Les vérifications :

➤ **ELU:**

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2.1)

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 12.03/1811.23 = 6.64 \times 10^{-3}$$

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times f_{t25} / f_e \times \frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} = 6.23 \text{ cm}^2$$

➤ **RPA:**

- Pourcentage minimal et maximal : RPA99/V2003 (art.7.4.2.1)

$$A_{min} = 0.7 \% (h.b) = 17.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

- Zone courante : $A_{max} = (4 \times b \times h) / 100 = 100 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement : $A_{max} = (6 \times b \times h) / 100 = 150 \text{ cm}^2$

combinaison	Sens	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)/2	A _{max} (cm ²)/face	A _{adop} (cm ²)
ELU	X	- 27.30	8.75	8.75	
0,8 G+/-E	X	+ 1.037	8.75	8.75	3HA20 =9.42 cm ²
G+Q+E	x	+ 22.13	8.75	22.13	

Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

➤ **ELS :**

- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ BAEL91 (art.A.4.5.2)

- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400$ MPA.

- Les poteaux sont calculés en flexion composée avec:

$$N_{ser} = 1811.23 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 12.03 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 12.03 / 1811.23 = 6.64 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$e_0 = 6.64 \times 10^{-3} \text{ cm} < h / 6 = 0.5 / 6 = 0.0833 \text{ cm.}$$

Donc la section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15$ MPA.

$$B_0 = b \times h + 15(A) = 50 \times 50 + 15(9.42) = 2641.3 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 1/B_0 [b \times h^2 / 2 + 15(A_1 \times c + A_2 \times d)]$$

$$v_1 = 1/2641.3 [50 \times 50^2 / 2 + 15(4.71 \times 7 + 4.71 \times 43)]$$

$$v_1 = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = b / 3(v_1^3 + v_2^3) + 15[A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2]$$

$$I_{xx} = 50/3 ((25)^3 + (25)^3) + 15[(4.71 \times (25 - 7)^2 + 4.71 \times (25 - 7)^2)]$$

$$I_{xx} = 566614.53 \text{ cm}^4$$

$$K = M_G / I_{xx}$$

MG : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$MG = 12.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = N_{ser} / b_0 \times 100 = 1811.23 / 100 \times 2647.3 = 6.84 \text{ MPA}$$

$$K = M_G / I_{xx} = 12.03 \times 10^6 / 566614.53 \times 10^4 = 0.00212$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.84 + 0.00212 \times 250 = 7.37 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 7.37 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELA de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15 [\sigma_0 + K(v_1 - c')]]$$

$$\sigma_s^1 = 15 [6.84 + 0.00212(25 - 50)]$$

$$\sigma_s^1 = 103.395 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - k(d - v_1)]$$

$$\sigma_s^2 = 15 [6.84 - 0.00212 (430 - 250)]$$

$$\sigma_s^2 = 96.876 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s^1 = 103.395 < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\sigma_s^2 = 96.876 < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

V-3-4-2 Vérification de l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$T_{\max} = 132.90 \text{ KN}$$

- Selon BAEL91 (art A.5.1): -La contrainte tangente : BAEL91 (art.A.5.1, 1)

$$\tau_u = T / b_0 \times d = 132.90 \times 10^3 / 500 \times 430 = 0.618 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)⁻

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = \min (0.2 \times 25 / 1.15 = 4.35, 5 \text{ MPa}) = 4.35 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Selon RPA99/V (art.7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_u = \rho d \times f_{c28}$$

$$\lambda_g = \min (l_f / a \text{ ou } l_f / b) = (0.7 \times 3.23 / 0.5 = 4.522)$$

$$\lambda_g = 4.522 < 5 \Rightarrow \rho d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

Selon (RPA 2003 Article.7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t / S_t = \rho_a \times v_u / h_l \times f_e$$

$$\lambda_g = 4.52 < 5 = \rho_a = 3.75$$

Zone I :

- Dans la zone nodale: $S_t \leq \min (10 \phi^L \text{ min}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15 \phi^L \text{ min} = 37.5 \text{ cm}$

On prend : $St = 10$ cm en zone nodale et $St = 15$ cm dans la zone courante.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$h' = \max (h_e / 6, b_l, h_l, 60) = 60 \text{ cm}$$

• En zone nodale :

$$A_d = \rho_a \times v_u \times st / h \times f_e = 3.75 \times 132.90 \times 100 / 600 \times 400 = 2.07 \text{ cm}^2$$

• En Zone Courant :

$$A_t = \rho_a \times v_u \times st / h \times f_e = 3.75 \times 132.90 \times 150 / 600 \times 400 = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Vérification des cadres des armatures minimales :

- Selon RPA99/V2003 (7.4.2.2): Soit la quantité d'armature minimale (Zone I)

$$A_t / S1.b \% = 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g > 5$$

$$= 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans la zone nodale : $St = 10$ cm

$$A_t / S1.b \geq 0.3 \% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Dans la zone courant : $St = 15$ cm

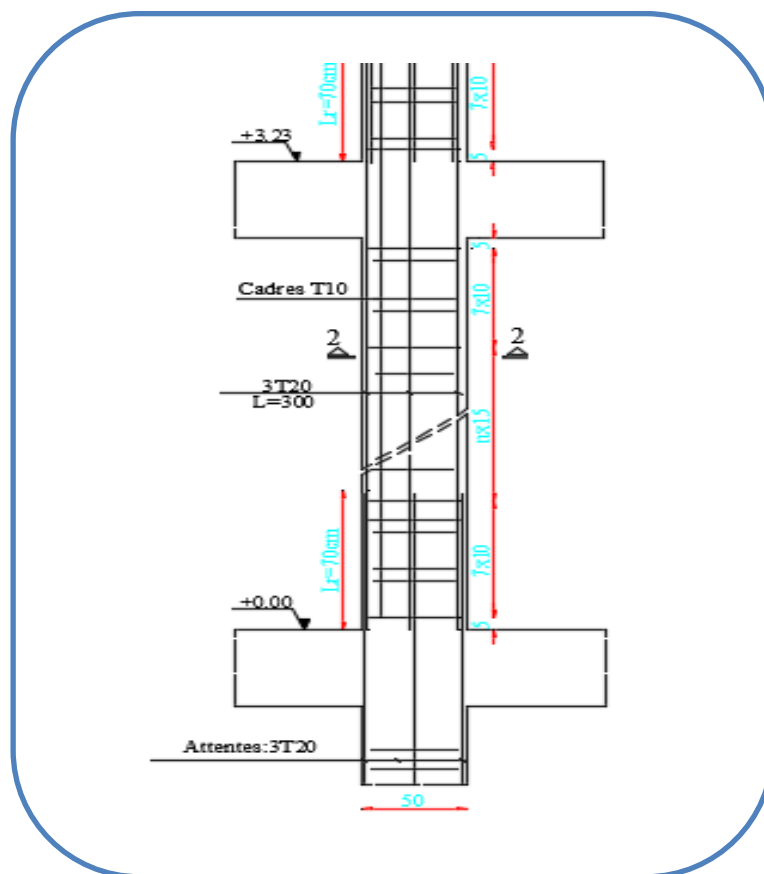
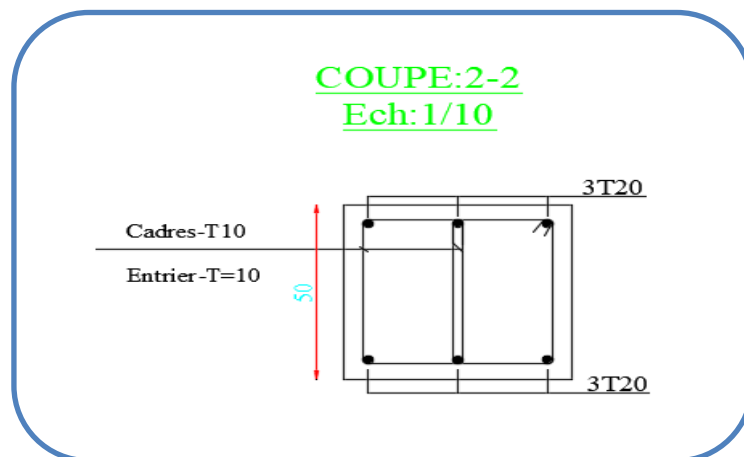
$$A_t / S1.b \geq 0.3 \% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

Selon BAEL91 (art A.8.1. 3) :

- Le diamètre des armatures transversales : $\Phi_t > \Phi_l / 3$
 $\Phi_t = 10 \text{ mm} > \Phi_l / 3 = 20 / 3 = 6.66 \dots\dots\dots CV$

- Leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$$



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE POUTEAUX

V-4 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Recommandation des RPA 99/V2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres et les consoles les plus sollicitées.

Les sollicitations dans les poutres :

Pp : Poutre principale.

Ps : Poutre secondaire.

combinaison	ELU		ELS		ELA	
	En travée	En appui	En travée	En appui	En travée	En appui
Pp	75.48	163.56	55.12	118.65	137.42	157.68
Ps	53.50	58.46	38.88	42.66	98.51	101.91

Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.

Remarque :

Nous allons faire une correction pour les moments obtenus du logiciel ROBOT pour éviter l'encombrement dans le ferrailage dans la zone nodale pour que on prenons 40 % des moments pour les appuis et 65 % des moments pour les travées.

Exemple du corrigée :

Pp:

$$M_{total}^u = 75.48 + 163.56 = 239.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times M_{total} = 0.4 \times 239.04 = 95.616 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.65 \times M_{total} = 0.65 \times 239.04 = 155.376 \text{ KN.m}$$

Elément	localisation	Mu	Ms	Ma
Pp	Travée	155.376	112.950	191.815
	Appui	95.616	69.508	118.04
Ps	Travée	72.774	47.303	130.273
	Appui	44.784	32.616	80.168

Les valeurs corrigées des moments maximaux dans les poutres.

V-4-1 Calcul des ferraillements :

• L'enrobage :

1) Pp: (30x45) cm² ; c = 3.0 cm ; donc d = h - c = 42 cm.

2) Ps : (30x40) cm² ; c = 3.0 cm ; donc d = h - c = 37 cm

Armatures longitudinales :

• En travée : E L U

Exemple de calcul :

$$M_{pp} = 155.376 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{\mu} = M_t / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\mu_{\mu} = 155.376 \times 10^6 / 14.2 \times 300 \times 420^2 = 0.206 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.291$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.291 = 0.883$$

$$A_t = M_t / \sigma_s \cdot \beta_u \cdot d = 155.376 \times 10^4 / 348 \times 0.883 \times 430 = 11.75 \text{ cm}^2$$

En travée : E L S

$$M_{pp} = 112.950 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{\mu} = M_t / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\mu_{\mu} = 112.950 \times 10^6 / 14.2 \times 300 \times 420^2 = 0.15 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.204$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.204 = 0.91$$

$$A_t = M_t / \sigma_s \cdot \beta_u \cdot d = 112.950 \times 10^4 / 348 \times 0.91 \times 430 = 8.29 \text{ cm}^2$$

En travée : E.L.A

$$M_{pp} = 191.815 \text{ kn.m}$$

$$\mu = M_t / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\mu = 191.815 \times 10^6 / 14.2 \times 300 \times 420^2 = 0.255 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.375$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.375 = 0.85$$

$$A_t = M_t / \sigma_s \cdot \beta_u \cdot d = 191.815 \times 10^4 / 348 \times 0.85 \times 430 = 15.08 \text{ cm}^2$$

Etat	Elément	localisation	M (kn.m)	μ	α	β	As (cm ²)
ELU	Pp	Travée	155.376	0.206	0.291	0.883	11.75
		Appui	95.616	0.127	0.170	0.932	6.85
	Ps	Travée	72.774	0.096	0.126	0.949	5.12
		Appui	44.784	0.0595	0.076	0.96	3.117
ELS	Pp	Travée	112.290	0.15	0.204	0.91	8.29
		Appui	69.508	0.092	0.120	0.952	4.87
	Ps	Travée	47.303	0.0629	0.0814	0.96	3.29
		Appui	32.616	0.0434	0.0556	0.977	2.23
ELA	Pp	Travée	191.815	0.255	0.375	0.85	15.08
		Appui	118.04	0.157	0.214	0.91	8.66
	Ps	Travée	130.273	0.173	0.239	0.904	9.630
		Appui	80.168	0.106	0.140	0.944	5.67

Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.**V-4-2 Les vérifications :****ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \bar{\alpha} = \gamma - 1 / 2 + f_{c28} / 100$$

$$\gamma = M / M_{ser}$$

	localisation	α	Mu (kn.m)	Mser (kn.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	condition
Pp	Travée	0.204	155.376	112.290	1.38	25	0.44	CV
	Appui	0.120	95.616	69.508	1.37	25	0.43	CV
Ps	Travée	0.0814	72.774	47.303	1.53	25	0.515	CV
	Appui	0.0556	44.784	32.616	1.37	25	0.43	CV

Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S

ELU :

• Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$Pp \Rightarrow A_{min} > 0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1 / 400 = 1.52 \text{ cm.}$$

$$Ps \Rightarrow A_{min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1 / 400 = 1.34 \text{ cm.}$$

• Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$Pp \Rightarrow A^1_{min} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$Ps \Rightarrow A^1_{min} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

$$A^2_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$Pp \Rightarrow A^2_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$Ps \Rightarrow A^2_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

		As(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
Pp	Travée	11.75	1.52	1.35	6.75	11.75	4T16+2T16=8.04+4.02 =12.06 cm ²
	Appui	6.85	1.52	1.35	6.75	6.85	3T12+2T16=3.39+4.02 =7.41 cm ²
Ps	Travée	5.12	1.34	1.2	6	6	3T16 = 6.03 cm ²
	Appui	3.11	1.34	1.2	6	6	3T16 = 6.03 cm ²

Récapitulatif résultats du ferrailage

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003(Art7.5.2.1) :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Exemple de calcul :

Poutre principale

- zone courante : $4T16+2T16 = 12.06 \text{ cm}^2 < 0.04.b.h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots cv$

- zone de recouvrement : $3T12+2T16 = 7.41 \text{ cm}^2 < 0.06.b.h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$

	$A_{appui} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{travée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$		observation
			zone courant	Zone recouvrent	
Pp	7.41	12.06	54	81	CV
Ps	6.03	6.03	48	72	CV

Vérfications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.

V-4-3 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

Combinaison	$V_u \text{ (kn)}$
Pp	154.10
Ps	58.65

V-4-4 Efforts tranchant dans les différentes poutres

La contrainte tangente : $\tau_u = V_u / b_0 \times d$ BAEL91 (art.A.5.1, 1)

$\bar{\tau}_u = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ fissuration peu nuisible BAEL91 (art .A.5.1, 211)

	$V_u \text{ (kn)}$	$b_0 \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Pp	154,1	30	42	0,122	4,34	CV
Ps	58,65	30	37	0,052	4,34	CV

Vérfication des contraintes tangentielles.

V-4-5 Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- Poutre principale :

Exemple du calcul :

- a) $h/l > 1/16 \Rightarrow 45 / 550 = 0.081 > 0.00625 \dots \dots \dots CV$
 b) $h/l > M_t / 10M_0 \Rightarrow 0.081 > 0.65 M_0 / 10 M_0 = 0.065 \dots \dots \dots CV$
 c) $4.2 / f_e > A / b \times d \Rightarrow 0.0105 > 12.06 / 30 \times 42 = 0.00957 \dots \dots \dots CV$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	h / l	1 / 16	M_t/10M₀	4.2/ f_e	A / b x d	Observation
Pp	0.081	0.0065	0.065	0.0105	0.00957	CV
Ps	0.08	0.0065	0.065	0.0105	0.00543	CV

Vérification des conditions de flèche

Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)

$$\Phi_t < \min (h_t / 35, \Phi_l, b_0 / 10)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (45 / 35 ; 1.2; 30 / 10) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1.28; 1.2; 3) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ m}$

Espacement des armatures transversales :

- BAEL 91 (art.A.5.1, 22)

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$Pp \Rightarrow St \leq \min (37.8 ; 40) \text{ cm} = 37.8 \text{ cm}$$

$$Ps \Rightarrow St \leq \min (33.3; 40) \text{ cm} = 33.3 \text{ cm}$$

- RPA: D'après RPA2003 (art.7.5.2, 2) :

Dans la Zone nodale :

$$St < \min (h/4, 12\Phi_l)$$

$$Pp \Rightarrow St < \min (45/4 = 11.25, 12 \times 1.2 = 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

$$Ps \Rightarrow St < \min (40/4 = 10, 12 \times 1.2 = 14.4) = 10 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale avec longueur suivant :

$P_p \rightarrow L_r = 2. h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm.}$

$P_s \rightarrow L_r = 2. h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$

Dans la Zone courante : $St < h / 2$

$P_p \rightarrow St < 45/2 = 22.5 \text{ cm}$

$P_s \rightarrow St < 40/2 = 20 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **15 cm** en zone courante.

La section de ferrailage transversal :

• BAEL : D'après BAEL 99(Article A.5.1, 22):

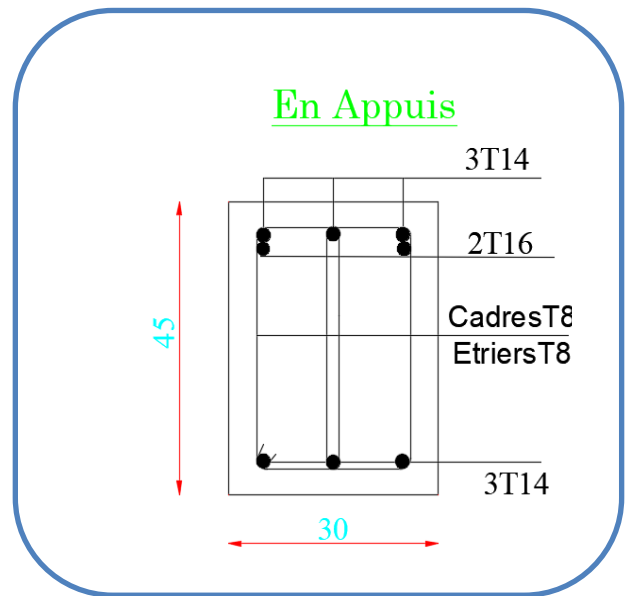
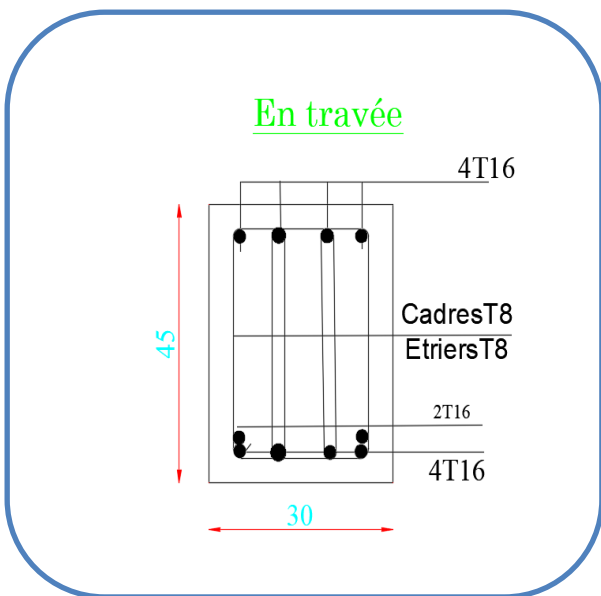
$$St \leq At \times f_e / 0.4 \times b_0 \rightarrow At \geq St \times 0.4 \times b_0 / f_e \rightarrow At \geq 15 \times 0.4 \times 30 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2$$

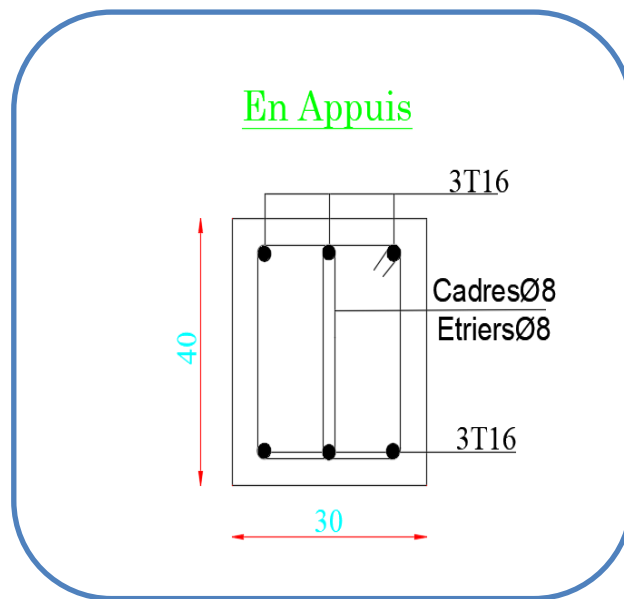
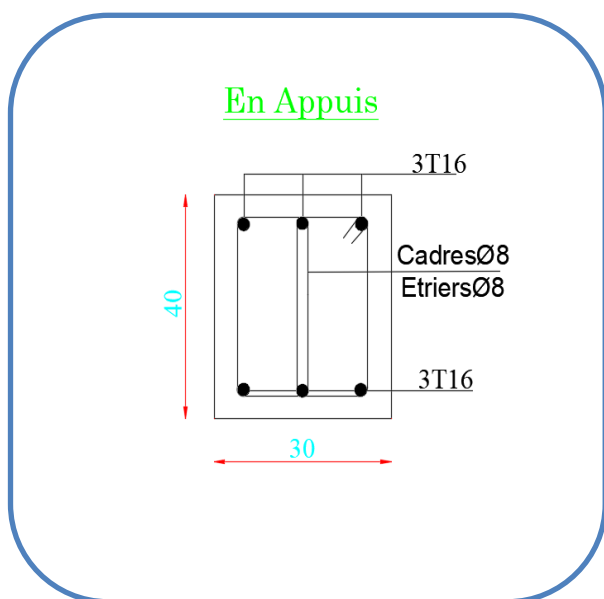
Soit un cadre HA8 + un étrier HA8 = 3HA8 = 1.50 cm².

• RPA: D'après RPA 99/V2003 (A.7.5.2.2):

$$At = 0.003 \times St \times b \Rightarrow At = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 1.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Poutre principale :



Poutre secondaire :**Schéma du ferrailage des poutres****V-5- Ferrailage des voiles :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.

Des aciers transversaux.

Recommandations du RPA99/V2003 :

A) Armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.
- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées aux cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

C) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
 - L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.
 - $St \leq 30\text{cm}$
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs de recouvrement doivent être égales à
- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

• Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$AVJ = 1,1 Fe / V ; \text{ Avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

• Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

C) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingle au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V-5-1 Les sollicitations dans les voiles :

0.8 G + /- E		
M_{\max} (kn.m)	N_{corr} (kn)	T (kn)
1258,5	885,42	241,5

Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux combinaisons les plus défavorables.

V-5-2 Calcul du ferrailage :

Armatures verticales :

• Combinaison : 0.8G + / -E

$$M_{\max} = 1258.50 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 885.42 \text{ KN} \quad h = 3.50 \text{ m}, \quad C = 5 \text{ cm} \quad d = h - c = 3.45 \text{ m}, \quad a = 15 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{corr}} = 1258.50 / 885.42 = 1.42 \text{ m} > h / 6 = 3.5 / 6 = 0.583 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c^2) \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 3.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 3.5 \times 18.5 \times 10^3$$

$$A = 11062.53 \text{ kn.m}$$

$$B = Nu (d - c^2) - Mua$$

$$Mua = Mu - Nu \times (d - h / 2) = 1258.50 - 885.42 \times (3.45 - 3.5/2) = 246.714 \text{ KN. m}$$

$$B = 882.50 (3.45 - 0.05) - 246.714 = 2763.714 \text{ KN m.}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement tendue.

V-5-3 Vérification de flambement :

$$L_f / h < \max (15, 20.e / h)$$

$$\Rightarrow L_f / h = 0.7 \times 3.23 / 3.5 = 0.646 < 20.e / h = 20 \times 0.15 / 3.5$$

$$\Rightarrow 0.646 < 0.857 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPA}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}.$$

$$\mu = M_{ue} / \bar{\sigma}_b \times b \times d^2$$

$$\mu = 246.714 \times 10^6 / 18.48 \times 150 \times 3450^2 = 0.00747$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.00941, \beta = 0.996)$$

$$A_f = M_{ua} / \bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d$$

$$A_f = 246.714 \times 10^4 / 400 \times 0.99 \times 3450 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2}$$

Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de traction):

$$A_{cal} = A_f + N / 100 + \bar{\sigma}_s$$

$$A_{cal} = 1.80 + 885.42 / 100 + 400 = \mathbf{1.82 \text{ cm}^2}$$

L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99/V 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = N / a \times h + 6 M / a \times h^2 = 885.42 \times 10^3 / 150 \times 3500 + 6 \times 1258.50 \times 10^6 / 150 \times 3500^2 = 5.795$$

MPA

$$\sigma_2 = N / a \times h - 6 M / a \times h^2 = 885.42 \times 10^3 / 150 \times 3500 - 6 \times 1258.50 \times 10^6 / 150 \times 3500^2 = -$$

2.423 MPA

$$\text{Cas (SPT) : } \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.01 \text{ m}$$

Lt : longueur de la section tendue.

Alors:

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times b = 0.002 \times 101 \times 15 = 3.03 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales total est donné comme suit :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 350 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue :**

- $A = \text{Max} (A_{cal}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = \text{Max} (1.82, 3.03)$

Alors on prend $A = 3.03 \text{ cm}^2$

- **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t > 0$$

$$h' = 3.5 - 2 \times 1.01 = 1.48 \text{ m}$$

$$A_{\min}^2 = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 148 = 2.22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}} (\text{cm}^2)$	$A_c (\text{cm}^2)$	$A_{\text{tot}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^g (\text{cm}^2)$	Condition
RDC	3.03	2.22	8.28	7.875	CV

Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.

Choix d'armature :

- Dans la zone tendue : $A = 3.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A = 2.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Remarque :

On adopte un ferrailage symétrie à cause de changement de signe des moments qui sont dus au changement de signe des forces sismiques.

V-5-4 L'espacement :

D'après RPA99/V2003(art.7.7.4.1)

$$S < \min (1.5.a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}.$$

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

- Dans la zone $h/10$: 10 cm

$$D > S / 2 = 20 / 2 = 10 \text{ cm}$$

On prend :

$$D = 10 \text{ cm}.$$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport RPA

Vérification des contraintes de cisaillement :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa RPA99/V2003 (art.7.7.2)}$$

$$\tau_b = 1.4 \times T_{\text{cal}} / b \times (0.9 \times h) = 1.4 \times 241.50 \times 10^3 / 150 \times (0.9 \times 3500) = 0.715 \text{ MPA} < 5 \text{ MPA}$$

.....CV

Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

$$A_{\min}^h = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}.$$

Pour une bande de 1m on a :

$$A_{\min}^h = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm.}$$

Donc on prend :

$$A_{\text{hor}} = 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } S_h = 15 \text{ cm.}$$

Armatures transversale : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\phi 6$ au mètre carré.

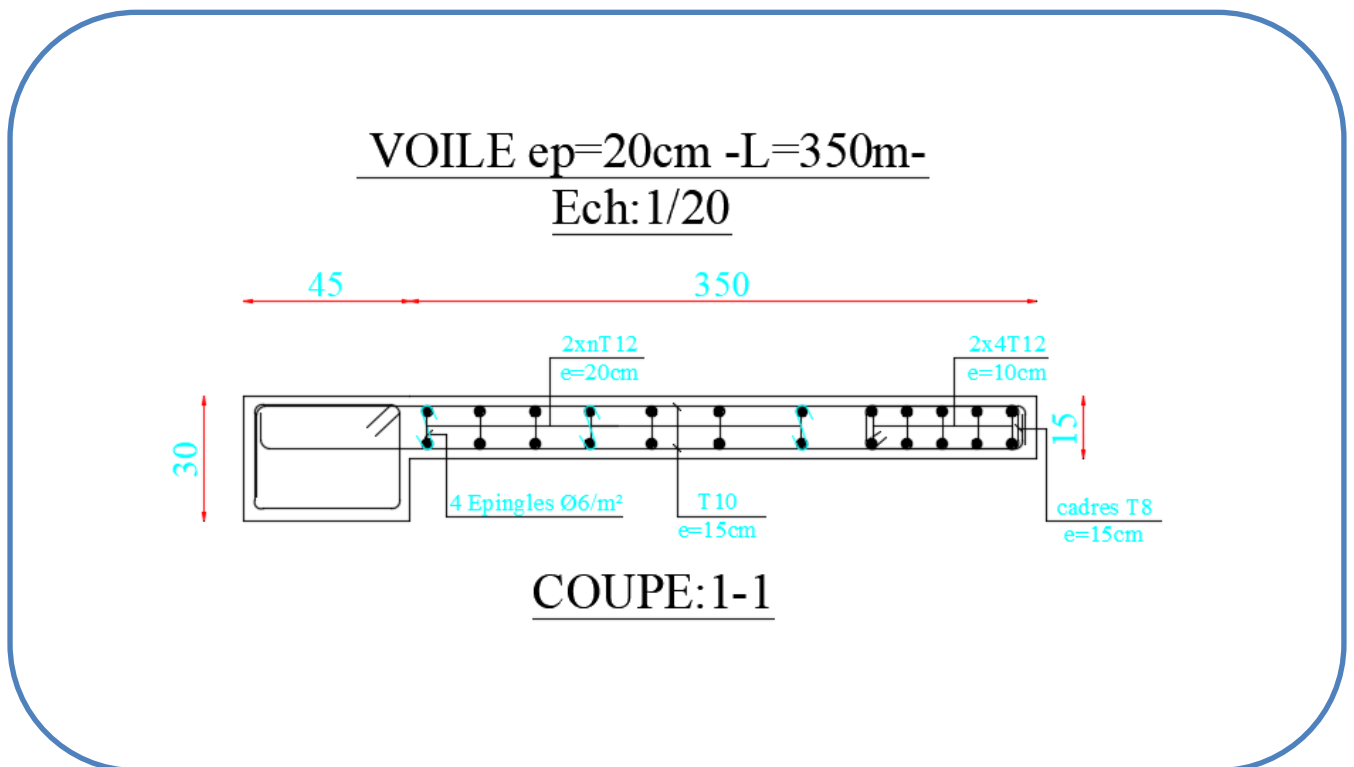


Schéma du ferrailage de voile

CHAPITRE VI

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI-1 -Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³.

VI-2 - Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI-3- Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-4 -Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+Q±E) pour la vérification

VI-5 -Calcul des fondations :

Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya de BATNA.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : **Q = 1.20** bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie **S₂ (sol ferme)**.
- Ancrage des fondations : **D = 1.36 m**.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

Vérification du chevauchement (S_s / S_b) : $S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile. $S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radié général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s > N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{ser}} = 44074.34 \text{ KN}$$

$$S_s = 44074.34 / 180 = 244.85 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment :

$$S_b = (26.5 \times 11.2) + (7.2 \times 7.2) = 348.64 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$S_s / S_b = 244.85 / 348.64 = 0.70 = \mathbf{70\%}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI-6- Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- La dalle : $h \geq L_{\text{max}} / 20$ Avec : $L_{\text{max}} = 5.5 \text{ m}$ (La longueur maximale entre axes des poteaux)

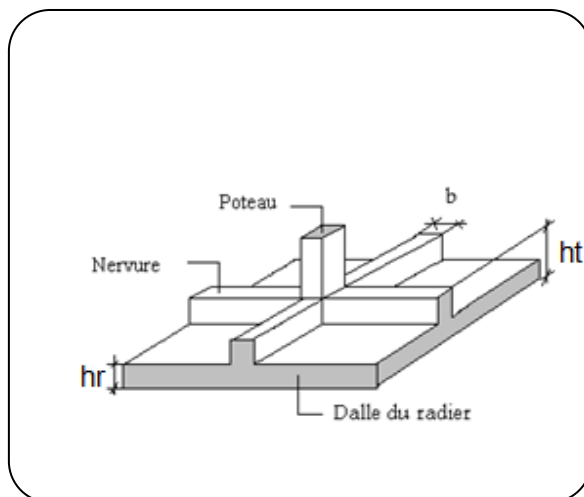
$$\text{Donc : } h > 27.5 \text{ cm}$$

- La nervure : $h \geq L_{\text{max}} / 10$ Donc : $h > 55 \text{ cm}$.

b) Condition d'épaisseur minimale:

La Condition de la rigidité :

$$L_{\text{max}} > \pi l_e / 2$$



L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{4 E \times I / K \times b}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = h \times b^3 / 12$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4000 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{Donc } h > \sqrt[3]{48 \times K \times L_{\max}^4 / E \times \pi^4}$$

$$L_{\max} = 5.5 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h > \sqrt[3]{48 \times 4000 \times 5.5^4 / 3216420 \times 3.14^4} \Rightarrow h > 0.825 \text{ m}$$

On prend $h = 85 \text{ cm}$.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3.4 \times 10^6 \times 0.025 / 4000 \times 1} = 3.03 \text{ m} > 2/\pi L_{\max} = 3.50 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conclusion :

- Nervure : $h_n = 85 \text{ cm}$.

- Dalle : $h_r = 45 \text{ cm}$.

- Largeur de la nervure : $b = 50 \text{ cm}$.

VI-6-1 Calcul la surface minimale du radier :

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (**D**).

L'emprise totale avec un débordement (**D**) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : La surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_y : Longueur en plan (18.4 m)

Lx : Largeur en plan (26.5 m)

VI-6-2 Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_n / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où : } h_n = 85 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (42.5; 30 \text{ cm}).$$

On prend : $D = 1 \text{ m}$;

Alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 348.64 + 1 \times 2(26.5+0.5 + 18.4+0.5) = 393.54 \text{ m}^2$$

VI-6-3 Poids du radier :

$$G = (S' \times h_r) \times \gamma_{ba}$$

$$G = 393.54 \times 0.45 \times 25 = 4427.325 \text{ kn}$$

• Combinaison d'action :

N_{ultime} , $N_{service}$: La somme des réactions des poteaux et voiles (ROBOT).

- ELU : $N_u = N_{ultime} + 1.35(G) = 60138.31 + 1.35(4427.325) = 66115.198 \text{ KN}$.

- ELS : $N_{ser} = N_{service} + G = 44074.34 + 4427.325 = 48501.665 \text{ KN}$.

VI-6-4 Les vérifications nécessaires :

VI-6-4-1 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_c 28}{\gamma b}, 4 \text{ MPA} \right\}$$

$$\text{Avec : } q_u = \frac{L_{max}}{2} \Rightarrow T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$= \frac{66115.198 \times 1}{393.54} \times \frac{5.5}{2} = 462 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{462 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1.14 \text{ MPA} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI 6-4-2 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 :

- $(G + Q \pm E)$ pour les contraintes maximales de compression.
- $(0.8 G \pm E)$ pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \times 1.5 ,$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1.2} = \frac{N}{s} \pm \frac{M}{I} v$$

VI-6-5 Calcul des caractéristiques géométrique du radier :

V_{Xi} , V_{Yi} : Coordonnées du centre de gravité d'un zone.

A_i : Surface de zone.

I_X , I_Y : Les moments d'inertie.

a_i , b_i : La différence entre centre de gravité de la zone

$$b_i = V_X - V_{Xi}$$

$$a_i = V_Y - V_{Yi}$$

$$I_{Xi} = (b \times h_3 / 12) + (b_i)^2 \times A_i$$

$$I_{Yi} = (h \times b^3 / 12) + (a_i)^2 \times A_i$$

Zone	A_i	V_{xi}	V_{yi}	$A_i \times V_{xi}$	$A_i \times V_{yi}$	b_i	a_i	I_x	I_y
S1	296.8	5.6	13.25	1662.08	3932.6	-0.31	-7.96	28.514	-18805.684
S2	54	3.6	3.75	194.4	202.5	8.18	8.03	3623.26	3481.99
Σ	350.8	9.2	16.95	1856.48	4135.1	7.87	0.07	3651.774	-15323.694

Récapitulatif résultats de calcul des caractéristiques géométrique du radier.

$$V_X = \Sigma A_i \times V_{Xi} / \Sigma A_i = 5.29 \text{ m}$$

$$V_Y = \Sigma A_i \times V_{Yi} / \Sigma A_i = 11.78 \text{ m}$$

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N(Kn)	31819.63	31819.63
M(Kn.m)	1045.73	1740.95
V(m)	5.29	11.78
$I(m^4)$	3651.774	15323.694
σ_1	92.22	92.04
σ_2	89.19	89.37
σ_{moy} (Kn/m ²)	91.46	91.37
$1.5\sigma_{sol}$ (Kn/m ²)	270.00	270.00
Observation	C.V	C.V

a) **Vérification au non soulèvement des fondations sous (0.8G±E) :**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N(Kn)	44111.73	44111.73
M(Kn.m)	1080.33	1103.78
V(m)	5.29	11.78
I(m ⁴)	3651.774	15323.694
σ_1	127.31	126.59
σ_2	124.18	124.90
σ_{moy} (Kn/m ²)	126.53	126.17
$1.5\sigma_{sol}$ (Kn/m ²)	270.00	270.00
Observation	C.V	C.V

a) **Vérification de la stabilité au renversement sous (0.8G±E):**

Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x , y).

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D'après le RPA99/V2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

LX = 18.40 m , **LY** = 26.50 m

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N(Kn)	31819.63	31819.63
M(Kn.m)	1045.73	1740.95
e (m)	0.0328	0.0547
L/4 (m)	4.60	6.625
Observation	C.V	C.V

VI-7 Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = L_x/L_y$

VI-7-1 Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI-7-2 Evaluation des charges :

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G+1.5Q}{s_{rad}} = \frac{66115.198}{350.80} \times 1m$	$q_u = \frac{G+Q}{s_{rad}} = \frac{48501.665}{350.80} \times 1m$
$q_u = 188.47 \text{ Kn/m}^2$	$q_u = 138.26 \text{ Kn/m}^2$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.00×5.50) m².

$\alpha = 5.00 / 5.50 = 0.91 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

• P'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 188.47 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0448$ $\mu_y = 0.798$

• P'ELS : $\nu = 0.2$; $q_{ser} = 138.26 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0519$ $\mu_y = 0.861$

VI-7-3 Calcul des moments fléchissant :

	sens X-X				sens Y-Y			
	μ_x	M_{ox} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	μ_y	M_{oy} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	0.0448	211.09	158.32	105.55	0.798	168.45	126.34	84.23
ELS	0.0519	179.39	134.54	89.70	0.861	154.45	115.84	77.23

Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

VI-7-4 Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}), \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{ELU : } \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa ; } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{ELS : } \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(art.4.5.2) FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min\{(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$$

$$\sigma_s = \min\{(0.666 \times 400) ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$b = 100 \text{ cm } \emptyset \leq h/10 = 450/10 = 45 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - (\emptyset/2) = 45 - 5 - (45/2) = 37.75 \text{ cm} \quad d_y = d_x - (\emptyset_x + \emptyset_y)/2 = 33.25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

Localisation	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	105.55	158.32	84.23	126.34	89.70	134.54	77.23	115.84
μ	0.0521	0.0782	0.0537	0.0805	0.0419	0.0629	0.0466	0.0699
α	0.0669	0.1019	0.0690	0.1050	0.0535	0.0813	0.0597	0.0907
β	0.973	0.959	0.972	0.958	0.979	0.967	0.976	0.964
As (cm²/ml)	8.26	12.57	7.49	11.40	12.19	18.28	11.80	17.92
Asmin (cm²/ml)	4.56	4.56	4.01	4.01	4.56	4.56	4.01	4.01
A¹_{min} (cm²/ml)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
Le choix	/				7HA16	6HA20	7HA16	6HA20
As adp (cm²/ml)	/				14.07	18.85	14.07	18.85
Espacement (cm)	/				≈ 15	≈ 15	≈ 15	≈ 15

Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

VI-7-5 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) p51

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; T_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{188.47 \times 5.00 \times 5.50}{2 \times 5.50 + 5.00} = 323.93 \text{ Kn/ml}$$

$$\tau_u = \frac{323930}{1000 \times 405} = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2.50 ; 4 \text{ Mpa}) = 2.50 \text{ Mpa}$$

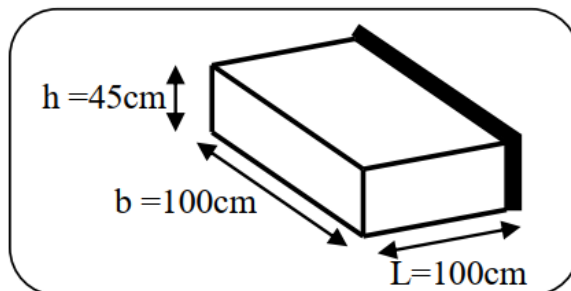
$\tau_u = 0.80 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ Mpa}$ on n'a pas besoin des armatures transversales

VI-8 Etude du débord du radier :

VI-8- 1- Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.



Vue en 3D du débord

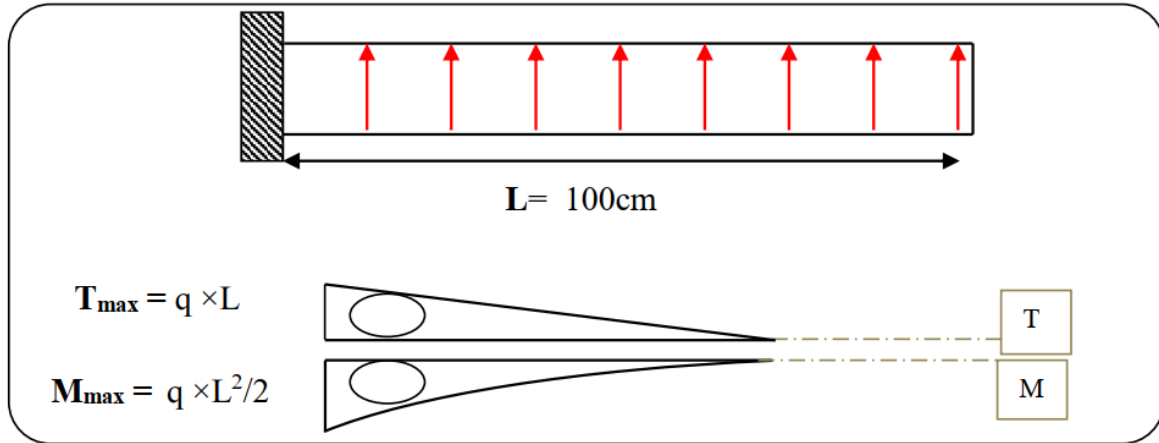


Schéma isostatique et sollicitations du débord

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m ²	qs KN/m ²
100	45	40.5	100	188.47	138.26

$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 11.25 \text{ cm}^2$

VI-8 -2 Condition de non fragilité :

$A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

	M(KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	ASmin (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
ELU	94.24	0.0404	0.0516	0.979	6.83	4.89	11.25	11.25
ELS	69.13	0.0281	0.0356	0.986	8.59	4.89	11.25	11.25

Récapitulatif des résultats du ferrillage débord du radier

Donc on choisit $A = 14.07 \text{ cm}^2 = 7\text{HA}16 / \text{ml}$ avec un espacement $\approx 15 \text{ cm}$.

VI-8-3Vérification au cisaillement :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$

$T_u = q_u \times L = 188.47 \times 1.00 = 188.47 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{188470}{1000 \times 405} = 0.47 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.47 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A_L}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=6,79 = 6\text{HA}12$ avec un espacement 15 cm.

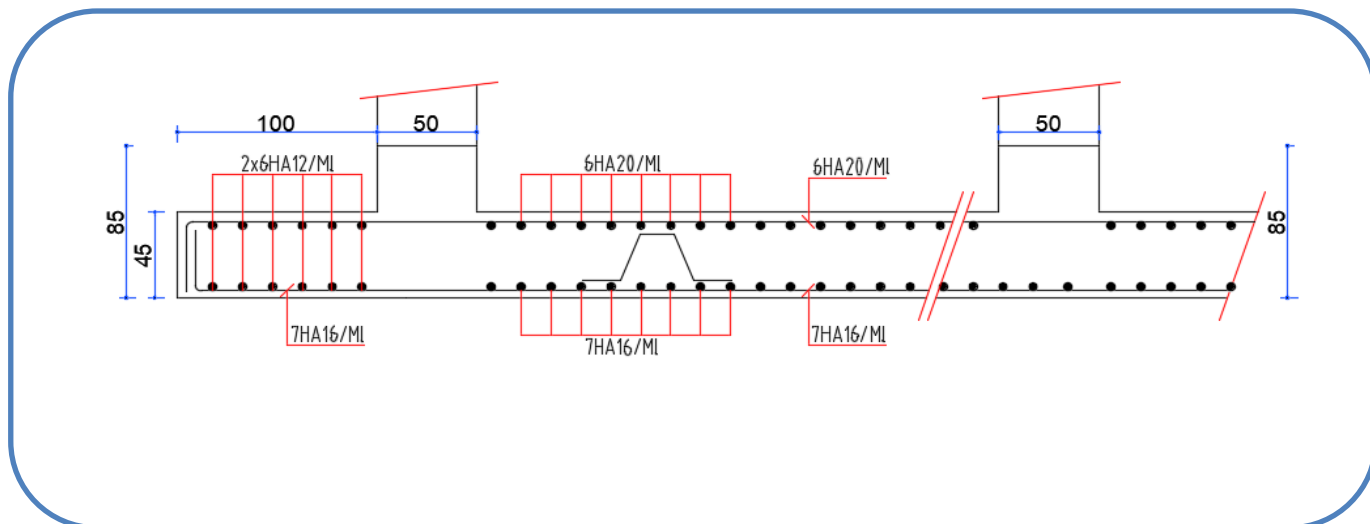


Schéma du ferrailage du radier

VI-9-Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h_n = 85\text{cm} \quad d = 0.9h = 76.5$$

$$b = 60\text{cm} \quad C = 5\text{cm}$$

VI-9-1 Calcul des charges et des sollicitations de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

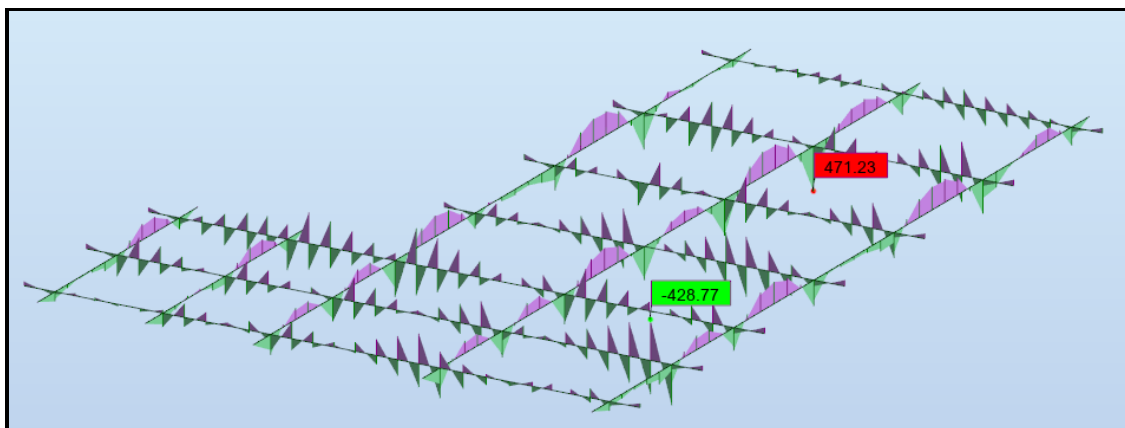
Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

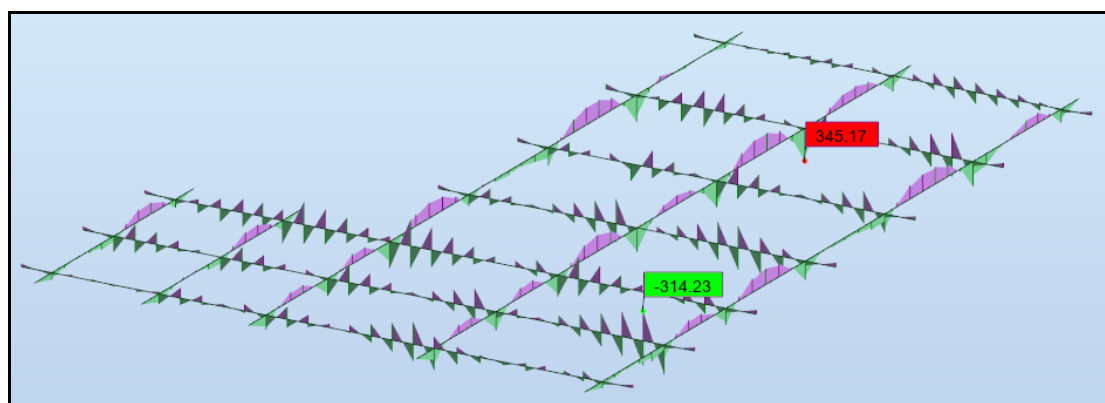
ELU :

Les sollicitations :

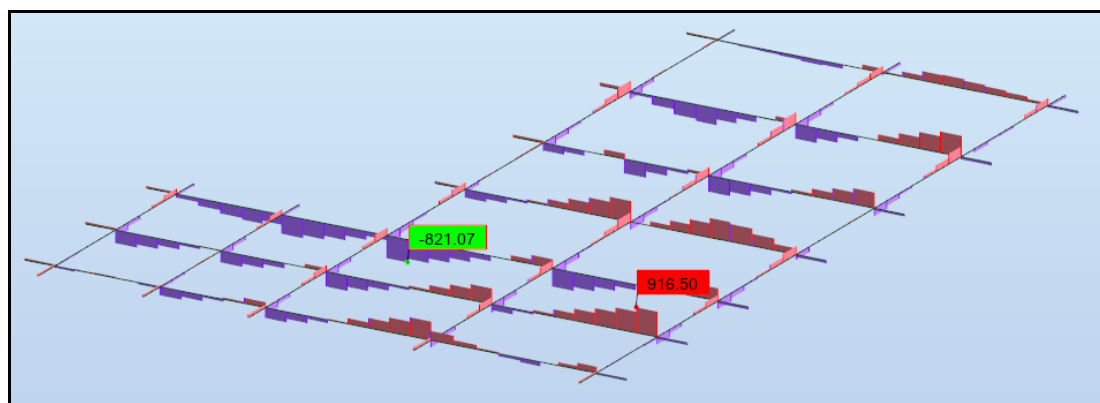
Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2020** poutre rectangulaire ($b \times h$).



Diagrammes des moments fléchissent à L'ELU



Diagrammes des moments fléchissent à L'ELS



Diagrammes de L'efforts tranchants à L'ELU

VI-9-2 Calculs des armatures des nervures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}), \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

ELU : $\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

ELS : $\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ BAEL91(art.4.5.2) FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_s = \min\{(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$$

$$\sigma_s = \min\{(0.666 \times 400) ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

Localisation	ELU		ELS	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	471.23	428.77	345.17	314.23
μ	0.1037	0.0944	0.0719	0.0655
α	0.1371	0.1242	0.0934	0.0847
β	0.945	0.950	0.963	0.966
As (cm ² /ml)	17.91	16.21	22.22	20.17
Asmin(cm ² /ml)	4.83	4.83	4.83	4.83
A ¹ _{min} (cm ² /ml)/2	4.00	4.00	4.00	4.00
Le choix	/		8HA20	8HA20
As adp (cm ² /ml)	/		25.13	25.13

VI-9-3Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) p51

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{916500}{500 \times 765} = 2.40 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.50 ; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 2.40 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ Mpa}$ on n'a pas besoin des armatures transversales

Dispositions constructives :

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l) = 15 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (68.85 ; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Condition exigée par les RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit deux (2) Cadres en HA10 = (4HA10) = 3.14 cm²

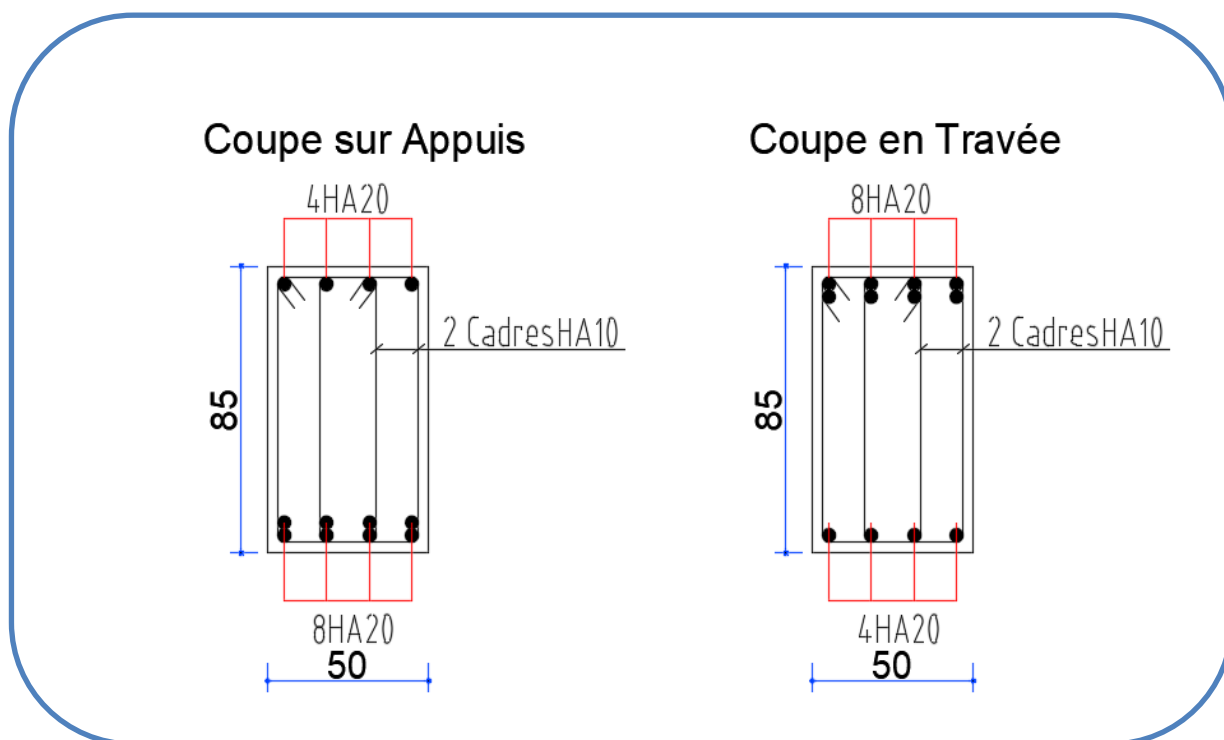


Schéma du ferrailage de la nervure dans les deux sens X,Y

VI-10 Etude de longrine :

D'après le RPA99/V2003 [art.10.1.1]:

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

- 30 cm × 30 cm : site de catégorie S4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = N \geq 20 \text{ KN}$

Avec:

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Dans notre cas : site S2 zone I alors on prend $\alpha = 12$ et section (**30×30**) cm²

VI-10-1 Prédimensionnement de longrine :

$$h_t = (1/15) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 5,50 \text{ m} \quad h_t \geq 36.67$$

On prend: **$h_t = 40 \text{ cm}$** .

$$b = (0,3 ; 0,4) h = (12 ; 16)$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

VI-10-2 Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 0.6\% . B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A^{\text{RPA (min)}} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Les Armatures Transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\emptyset 8$ (Fissurations est préjudiciable)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \emptyset_i) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8$ pour $4\emptyset 8$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

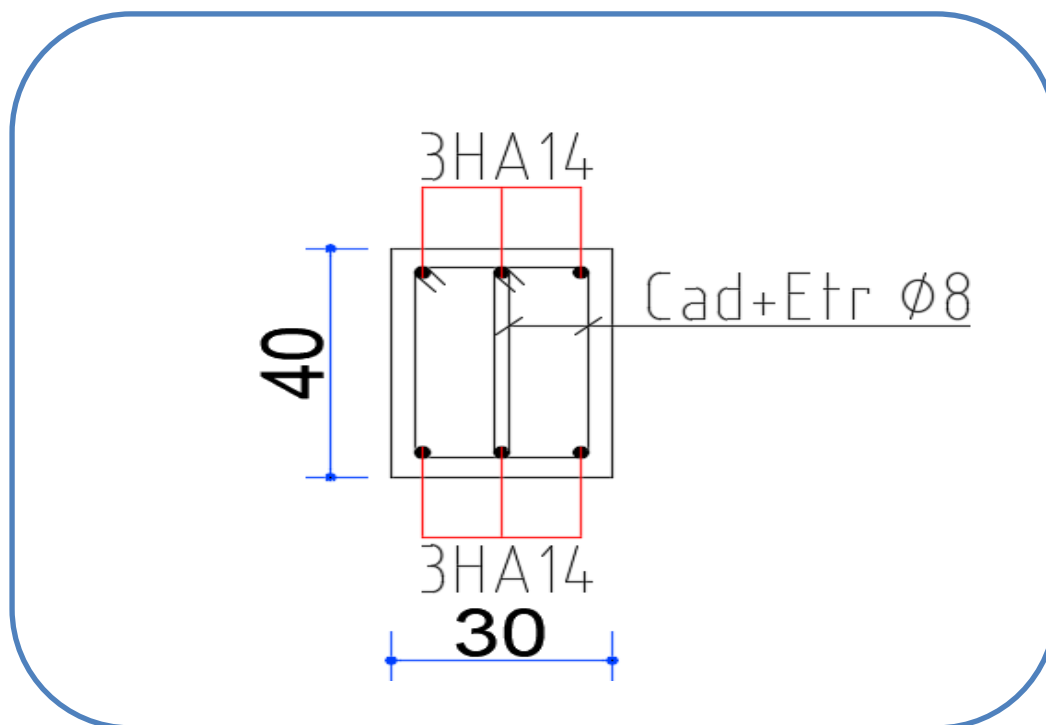


Schéma du ferrailage de la longrine

VI-10-3 La dalle flottante :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI-10-4 Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- 1) La préparation du sol.
- 2) La mise en place de terre pleine.
- 3) L'exécution du dallage.

VI-10-5 Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- 1) Décapage.
- 2) Nivellement.
- 3) Compactage.
- 4) Drainage.

VI-10-6 Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

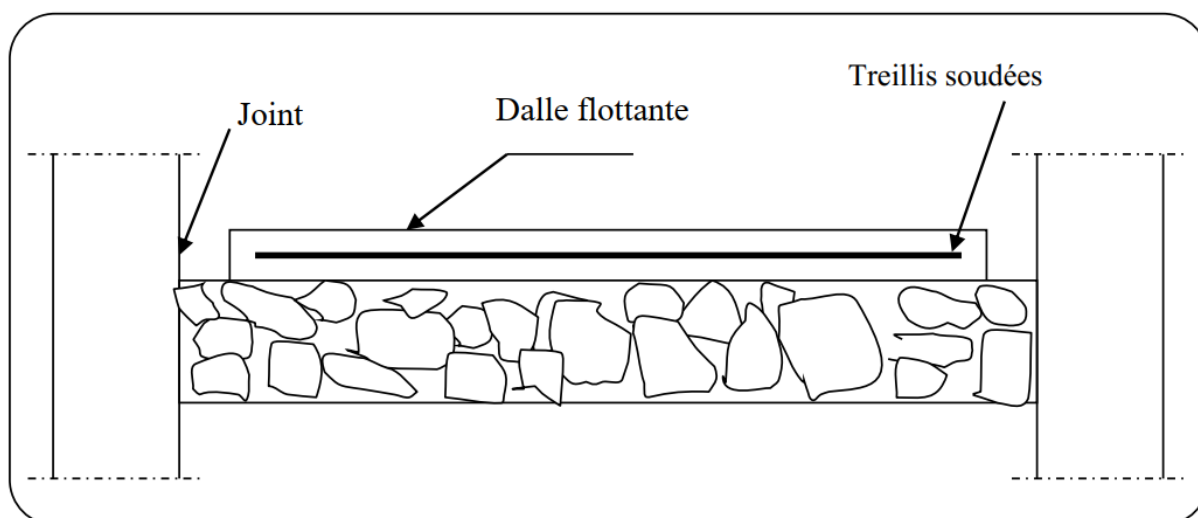
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI-10-7 Exécution de dallage :

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.



Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'études, de mieux connaître les différents règlements et de les appliquer sur un cas réel, d'autant mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage.

Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer pour avoir une bonne conception parasismique tout en assurant la sécurité.

Dans notre projet qui constitue une première expérience, nous avons calculé un bâtiment en béton armé par les méthodes classiques étudiées dans notre cursus et nous avons aussi utilisé un logiciel de calcul de structure performant qui est Robot Structural tenant compte du processus de correction que nous avons effectué avec la méthode de spectre de réponse selon le RPA 2003.

Il faut tenir compte, que l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur les calculs théoriques, mais aussi sur le côté pratique à savoir la résistance, la durabilité et l'économie. Le but principal de l'ingénieur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage, surtout quand il s'agit de la réalisation d'un ouvrage dans une zone sismique ou de forte sismicité. Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver au métier d'ingénieur que nous espérons exercer.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et que ce travail sera bénéfique pour les prochaines promotions.

La Bibliographie

- **Les règlements :**

- RPA99/Version2003
- BAEL 91 révisées 99
- BAEL83
- D.T.R.B.C .2.2 : (charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR B.C.2.47 : Neige et Vent 99
- DTR-BC 2.3.3.1: Règle de calcul des fondations superficielles

- **Les Livres :**

- Pratique du BAEL 91 (Jean perchât-Jean roux) .
- CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME, M. BELAZOUGUI, 1972
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier, édition 1995)
- Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83, P. Charon.

- **Les cours :**

- Résistance des matériaux UM^{ED} KHAIDER.
- Béton armé..... U M^{ED} KHAIDER.
- Fondations superficielles..... U M^{ED} KHAIDER.

- **Les Outils informatiques :**

- Logiciel AUTOCAD2018 :
- Logiciel robot 2018 :
- Logiciel robot export :
- Microsoft Office 2016 (WORD , EXCEL)