

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2018/2019

Faculté des sciences de
l'ingénieur Département
de Génie Civil

MÉMOIRE

*Présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Master*

Intitulé du mémoire

**ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+5) EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE
ADMINISTRATIF**

Domaine : Sciences techniques
Filière : Génie civil
Spécialité : Construction Métalliques et Mixtes

**Par : M^m MAIZI LAMIA
Mr AOUDJITE MOHAMMED REZKI**

DEVANT LE JURY

President	FELLAH FARID	Université Badji Mokhtar Annaba
Directeur du mémoire	SLIMANI FAYCAL	Université Badji Mokhtar Annaba
Examineur	MEZIGHICHE NAWEL	Université Badji Mokhtar Annaba

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés une structure mixte d'un bâtiment administratif. Ce bâtiment administratif se compose d'un rez-de-chaussée, et cinq étages.

Le bâtiment sera construit dans la ville d'Oran, qui est classé comme zone sismique **IIa** par le code sismique RPA99 version 2003. La conception des éléments structurels a été effectuée conformément à la réglementation en vigueur dans notre pays tels que : **RPA99 Rev2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91**.

L'analyse sismique de la structure a été effectuée avec le logiciel **ROBOT**. Le contreventement de ce bâtiment est assuré par un noyau central en béton armé et par des palées de stabilité en charpente métallique.

ملخص

يهدف هذا المشروع الي دراسة عمارة تتكون من طابق ارضي و 05 طوابق. من الهياكل المعدنية ذات شكل شاذ في المستوى. تم بالخرسانة المسلحة و المقارنة بين العمارة التي سيتم إنجازها في ولاية وهران المنطقة رقم 2. تضمن البناء مقاومة الأحمال بواسطة الروافد و الأعمدة وذلك وفق القوانين و المعايير المعمول بيها في الجزائر .

Abstract

As part of our final year project, we have studied a composite steel frame building. This administrative office building consists of a ground floor, and five floors.

The building will be built in Oran city, which is classified as seismic area IIa by the seismic code RPA99 version 2003. The design of the structural elements was done in accordance with regulations in force in our country such as RPA 99 Rev2003, CCM97, EC3, EC4 and BAEL 91

The seismic analysis of the structure was conducted using computer software ROBOT.

The seismic bracing of the structure will ensured by a concrete core wall on one hand and steel bracings on the other hand.

Remerciements

Nous remercions avant tout 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.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M_R. SLIMANI F, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide et qui nous a aussi transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de charpente métallique.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'université de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement

Aoudjite M.Rezki

& Maizi Lamia

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction	10
1 Présentation du projet	01
2 Matériaux utilisés	08
3. Règlements techniques utilisés	08
4. Les systèmes de stabilités	08

CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1- Introduction	10
2-Pré-dimensionnement des éléments	12
2-2-1 la solive	
2- 4 les poutres	
3- les poteaux	

CHAPITRE 3 : ETUDE CLIMATIQUE

1- Effet de neige	10
2- Effet du vent	11

CHAPITRE 4 : ETUDE DE PLANCHER A DALLE MIXTE

Introduction	35
1- Etude de la section mixte	39

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

1- Escalier en acier	55
2- Acrotère	66

CHAPITRE 6 : ETUDE SISMIQUE

<i>Introduction</i>	75
<i>1- Règle de calcul</i>	76

CHAPITRE 7 : VERIFICATION DE L'OSSATURE

<i>Introduction</i>	87
<i>1. Vérification des poteaux</i>	87

CHAPITRE 8: ETUDE DES ASSEMBLAGES

<i>Introduction</i>	96
<i>1. Calcul des différents assemblages</i>	98
<i>2. Calcul des pieds de poteaux</i>	114

CHAPITRE 9: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<i>1. Choix du type de Fondations</i>	118
<i>1. Les Semelles isolées</i>	119
<i>2.Semelle filante sous deux poteaux</i>	123

Notations et symboles

ACTIONS :

G	Charge permanente ponctuelle
Q	Charge d'exploitation ponctuelle
S_n	Charge de neige normale
S_e	Charge de neige extrême
W_n	Charge de vent normale
W_e	Charge de vent extrême
P	Charge uniformément répartie, en général
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa)
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon
M	Moment sollicitant, en général
M_{cr}	Moment critique élastique de dévrrçpmn
M_{eff}	Montent efficace (section de classe 4)
M_{el}	Moment élastique
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
N	Effort normal, en général
N_K	Effort normal critique d'Euler
N_{pl}	Effort normal de plastification
N_u	Effort normal ultime
V	Effort tranchant sollicitant
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
V_u	Effort tranchant ultime
f (ou δ)	Flèche d'une poutre
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement
τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou δ (delta)	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_o	Coefficient de flambement
k_D	Coefficient de déversement
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N / N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$)
η (eta)	Facteur de distribution de rigidités (flambement)
λ (lambda)	Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement
λ_w	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$
μ (mu)	Coefficient de frottement
ρ (rho)	Rendement d'une section
χ (chi)	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
ψ (psi)	Coefficient de distribution de contraintes
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

A	Section brute d'une pièce
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4)
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_f	Section d'une semelle de poutre en double T
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur, l'ouvrage en question est un bâtiment en (R+5) en charpente métallique, il est implantée à **ORAN**.

1.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment **R + 5** en charpente métallique, à usage administratif, implantée à Wilaya d'**Oran**. « Zone **IIa** : zone de moyenne sismicité selon la classification du l'RPA 99 Version 2003 » et Groupe d'usage **3** (ouvrage courant d'importance moyenne).

L'ossature métallique est encastrée à la base sur des massifs en béton; a une stabilité assurée par :

- Des portiques auto-stables et contreventement en X dans le pignon.
- Palées de stabilité en pied de poule dans le long pan.
- Les planchers mixtes en dalle collaborant (béton –acier) .

1.2 Donnée géométrique du projet :

Notre bâtiment est de la forme rectangulaire en vue plan dans les dimensions suivant :

- Longueur du bâtiment :30.30m.
- Largeur du bâtiment :14.29m.
- Hauteur du R.D.C :3.60 m .
- Hauteur d'étage courant :3.60 m.
- Hauteur totale :21.60 m.
- Hauteur d'acrotère.....60 cm.
- Surface totale :432.98 m²



Figure 1.1: Façade principale

1.3 Localisation et données concernant le site :

Le projet en question, implantée sur un sol de contrainte admissible de $\sigma_{ad} = 2,50\text{bars}$ (Rapport du sol du laboratoire) situé à une altitude d'implantation de 100 m.

1.4 Élément du projet :

✓ Ossature:

Partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structural directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA, poutres en IPE et contreventé par des palées de stabilité en X et sous forme de pied de poule au sens longitudinale (Y-Y).

- ✓ **Plancher** : On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée dans la figure (1.2).
- Constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton comportant un treillis d'armature.
 - Les planchers reposent sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.
 - L'épaisseur de la dalle en béton armée est de 8 cm.
 - Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

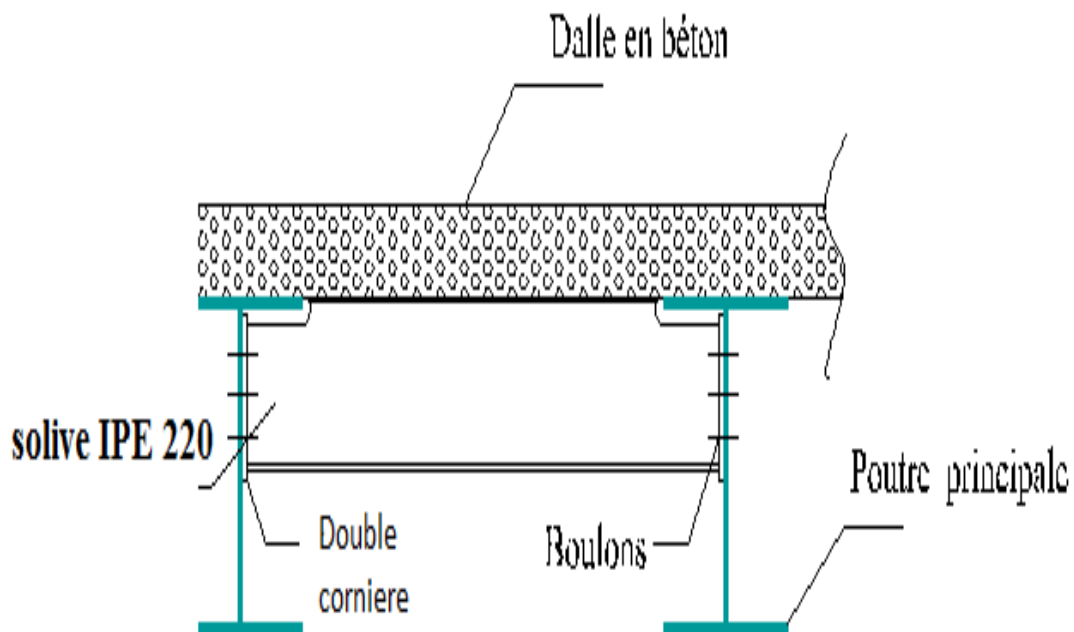


Figure 1.2 : Construction d'un Plancher collaborant

✓ **Escalier:**

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage, Les escaliers sont réalisés par deux volées de marche avec un palier intermédiaire portées par un limon, chaque volée se compose de 10 marches.

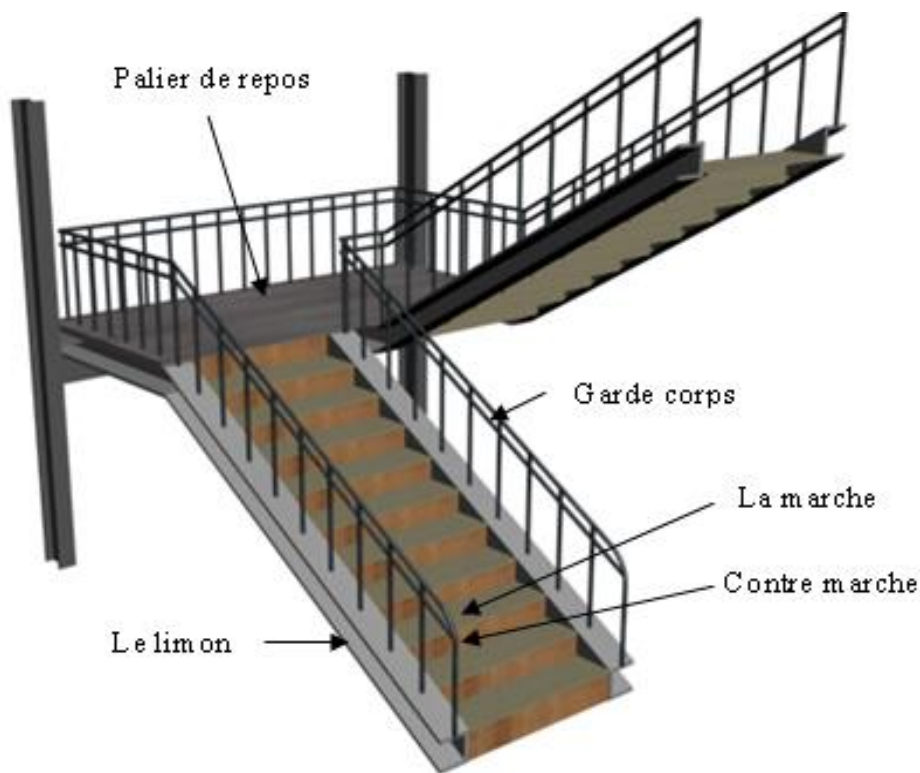


Figure 1.3 : Planche collaborant

- ✓ **Acrotère:** la terrasse est entourée par un seul type d'acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher

1.5. Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont:

a) Assemblage boulonné :

- Les boulons à haute résistance classe 9×10 ;
- Poteau - poutre (HEA300 –IPE 400) ;
- Poutre- solive (IPE400-IPE220) ;
- Poteau – poteau (HEA300-HEA300) ;
- poteau-diagonale (HEA300-2UPN160) ;
- poteau- sablière (HEA300-IPE 240) ;
- contreventements
- pieds de poteaux (HEA300).

Assemblage soudé :

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

2. Matériaux utilisés :

a. Acier :

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes:

La nuance d'acier utilisée est le **S235** qui a comme caractéristiques :

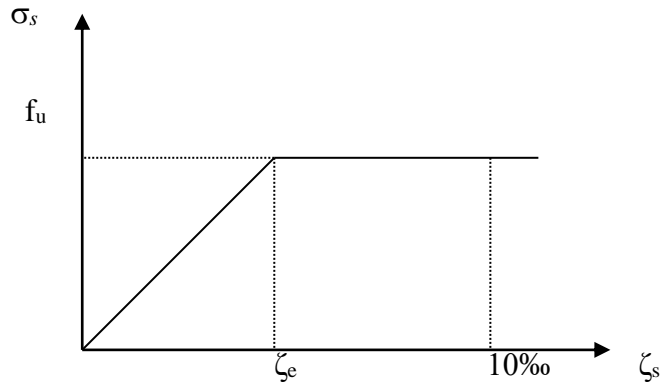
- Résistance limite d'élasticité :..... $\sigma_y = 235\text{MPa}$;
- Module d'élasticité longitudinal :..... $E = 21. 10^6\text{daN/cm}^2$;
- Module de glissement: $G= E/2(1+ \nu)$;
- Poids volumique :..... $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;
- Coefficient de poisson $\nu= 0.2$;
- Masse volumique: $\rho =7850\text{Kg/m}^3$.

On utilise trois nuances d'acier :

- 1- Rond lisse (R L): **Fe E 235** de limite d'élasticité **$f_y = 235 \text{ MPa}$** .
- 2- Acier à haut adhérence (H. A) : **FeE 400** de limite d'élasticité **$f_y = 400 \text{ MPa}$** .
- 3- Treillis soudés(T.S) : **Ø5** (100.100) mm^2 .

- **Contrainte limite :**

Le diagramme contrainte déformation de l'acier est comme suit :



- La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s = 1.15$ cas courant \longrightarrow $\sigma_s = 348$ MPa, avec $f_u = 400$ MPa

$\gamma_s = 1$ cas accidentel \longrightarrow $\sigma_s = 400$ MPa, avec $f_u = 400$ MPa

Granulat :

On utilise : Sable, gravier (3 / 8 ; 8 / 15).

b. Béton :

- Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³.
- La résistance à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- La contrainte limite du béton :

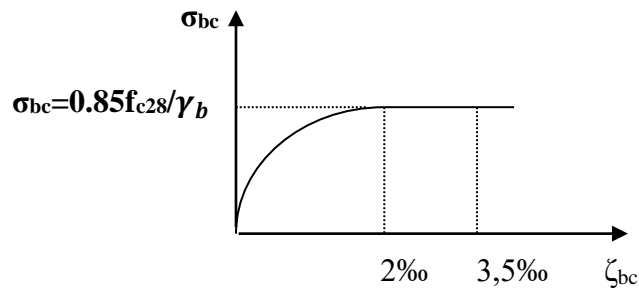
Pour le béton un diagramme conventionnel appelé « parabole rectangle ».

On introduit un coefficient de sécurité γ_b qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1,5$cas courant.

$\gamma_b = 1,15$cas accidentel.

Le diagramme des contraintes :



E.L.U.R :

- La contrainte ultime de béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$$

$\sigma_{bc} = 14,2$ MPA.....cas courant.

$\sigma_{bc} = 18,5$ MPA.....cas accidentel.

- La contrainte ultime de cisaillement :

Selon (B.A.E.L)

$$\tau_{adm} \geq \tau_u$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot h$$

Avec : V_u : Effort tranchant ultime.

B : Largeur de la section.

H : Hauteur de la section.

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \text{Min}(0.15 f_{cj} / \gamma_b) ; 4) \text{ MPa}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \text{Min}(0.2 f_{cj} / \gamma_b) ; 5) \text{ MPa}$$

E.L.S :

- La contrainte maximale de béton comprimé est :

$$\sigma_{bser} = 0.6 f_{cj}$$

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

$$\sigma_{bser} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale :

- Sous charge de courte durée :

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- Sous charge de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10820 \text{ MPa}$$

- Coefficient d'ambiance..... $\psi = 1$.

- Coefficient de retrait..... $\xi = 0.2.10^{-3}$.

- Contrainte du sol :... .. $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$.

- Le module d'élasticité instantané..... $E_b = 1,4.10^5 \text{ daN/ cm}^2$.

3 Règlements techniques utilisés :

CCM97 : Règles de calcul des structures en acier.

DTR BC 2-2 : Charges permanentes et exploitations.

RPA99-version 2003 : Règles Parasismique Algérienne version 2003.

BAEL 91: Béton armé aux états limites.

DTR.BC.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV97/ version 2013 ».

EUROCODE 3: règle de conception et de calcul des structures en acier Dimensionnement des éléments de la structure.

EUROCODE 4: Dimensionnement et vérification des structures mixte.

4 Les systèmes de stabilités :

La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

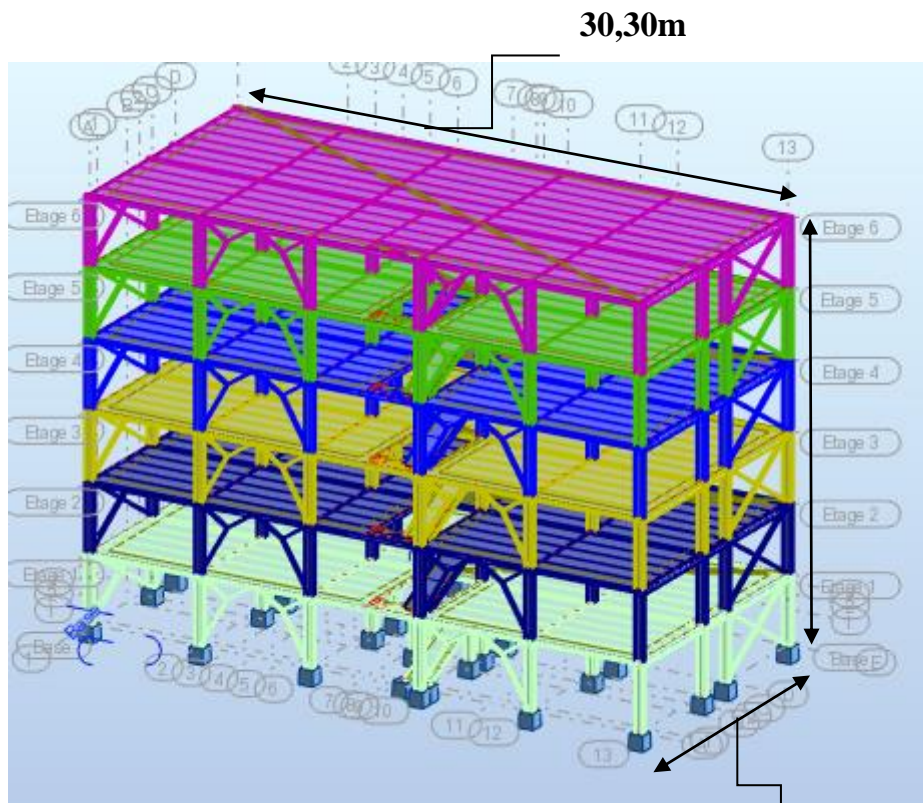


Figure 1.4: Ossature du projet en (3D). **14,29m**

- ✓ Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements sous forme de pied de poule au sens longitudinal (Y-Y).

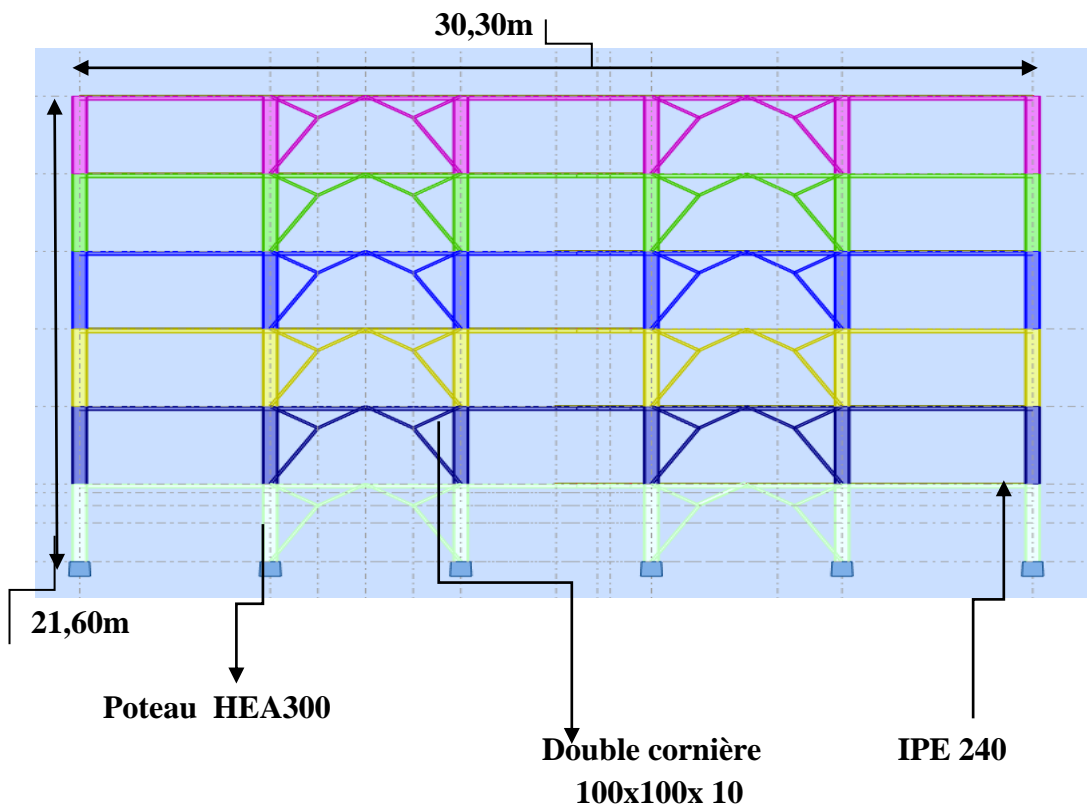


Figure 1.5: Vue en élévation longitudinale suivant axe Y-Y

- ✓ Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en **X** dans le pignon au sens longitudinal (X-X).

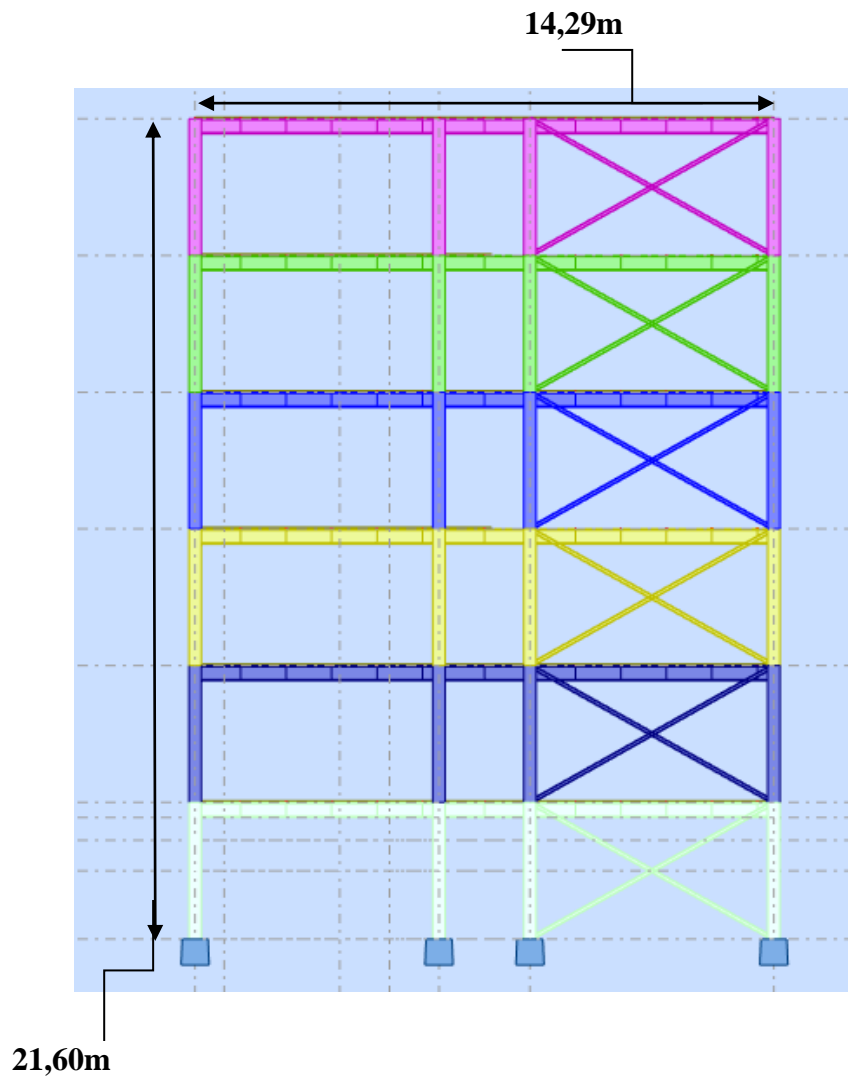


Figure 1.6: Vue en élévation transversale suivant axe X-X

CHAPITRE 02

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction

Ce chapitre consiste à étudier des éléments secondaires (profilés nécessaires) qui sont : Les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche ;
- Vérification de la Condition de résistance ;
- Vérification au cisaillement.

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qu'empêche le déversement.

Classification des sections transversales selon CCM97 :

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 235$ N/mm²) de classes de sections transversales :

- a. **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b. **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- c. **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- d. **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

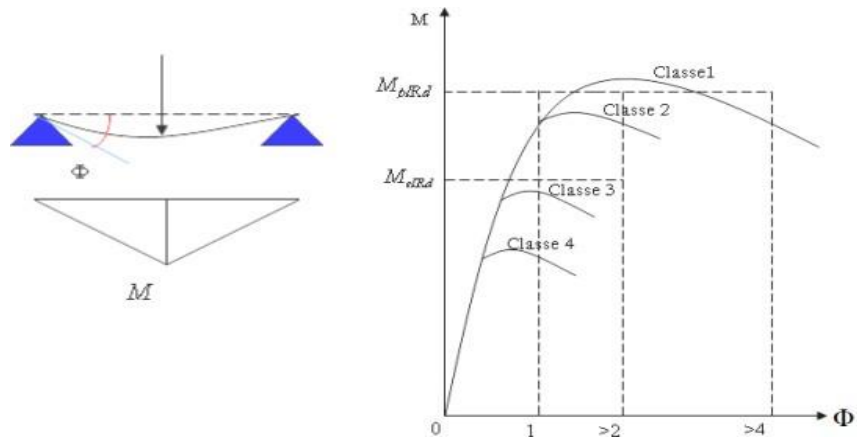


Figure 2.1 : Lois types de comportement moment – rotation correspondant à chaque classe de section.

M_{plrd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{elrd} : moment à l'état élastique réduit.

Φ_p : rotation.

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique.

2.1.1 Coefficient partiels de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$.
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$.
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.

2.1.2 Valeurs limites des flèches :

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci dessous tableau 2.1 [7] :

Tableau 2.1 : Valeurs limites recommandées des flèches verticales.

Conditions	δv_{ma} (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	L/400
Cas où δv_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

2.1.3 Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

Etat limite service : $G + Q$.

Etat limite accidentel : $S_n(\text{neige}) + W_n(\text{Vent})$.

2.2 Pré-dimensionnement des éléments :

2.2.1. Les solives :

2.2.1.1 Solives plancher terrasse :

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement suivante :

$$0,7m \leq L \leq 1,50m [4].$$

Leur écartement varie suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (Bureaux) dans notre projet. On opte pour une distance de $L=1,20m$.

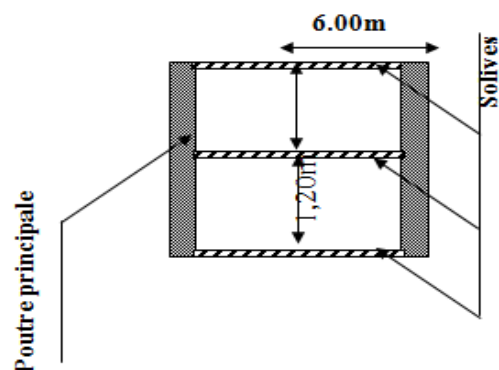


Figure 2.2 : Présentation schématique des solives.

Longueur des solives.....L=6,00m.
 L'entraxe des solives.....L=1,20m.

2.2.1. 2 Charges et surcharges :

Charges permanentes « G » :

- TN40 = 10 kg/m²
- Dalle pleine en BA (8cm) = 200kg/ m²
- Polystyrène (4cm) = 5kg/ m²

- Forme de pente (8cm) = 176kg/ m²
- Plafond suspendu = 20kg/ m²
- Gravillon roulée (4cm) = 80kg/ m²

$$\underline{\underline{G_{Tot} = 491 \text{ kg/m}^2}}$$

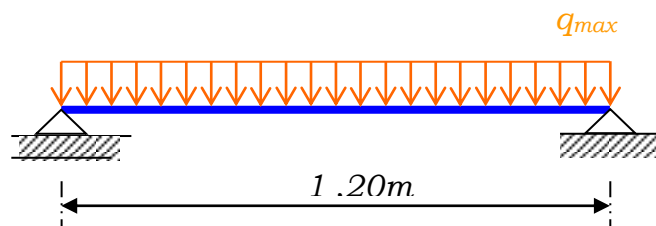


Figure 2.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

On considère la charge linéaire $G = 491 \text{ kg/m}^2 \times 1.20 \rightarrow G = 589.2 \text{ kg/ml}$.

Surcharge « Q » :

- P (chantier) = 100 kg/m²
- No (neige) = 20 kg/m²

D'ou $Q = (100+20) \text{ kg/m}^2 \times 1.20 \rightarrow Q = 144 \text{ kg/ml}$.

2.2.1. 3 Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 589,2 + 1,5 \times 144$$

$$q_u = 1011,42 \text{ Kg/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 589,2 + 144$$

$$q_s = 733,2 \text{ Kg/ml}$$

2.2.1. 4 Dimensionnement du profilé :

a. Vérification de la Flèche :

Condition à vérifier : $f_{\max} < f_{adm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \\ \text{et } f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E} \end{array} \right.$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7,33 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} \rightarrow I_y = 2454,24 \text{ cm}^4$$

→

En prend **IPE 220** profile acquis condition vérifié est caractérisé par :

Tableau 2.2 : Caractéristiques du profilé IPE220.

PROFILE	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _x Cm ⁴	W _{pl_y} cm ³	W _{pl_z} cm ³	I _y cm	I _z cm
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	178	2772	205	285,4	58,1	9,11	2,48

b. Vérification de la classe de la section transversale :

✓ **La semelle :**

b (mm)	t _f (mm)	C= b/2 (mm)	C/t _f	$\epsilon = (f_y/235)^{1/2}$	Condition vérifiée 5,97=<10 ϵ =10
110	9,2	55	5,97	1	la semelle est de classe 1

✓ **Ame fléchie :**

d (mm)	t _w (mm)	d/t _w (mm)	$\epsilon = (f_y/235)^{1/2}$	Condition vérifiée d/t _w =30,16<72 ϵ =72
178	5,9	30,16	1	la l'âme semelle est de classe 1

$d/t_w = 30,16 < 72\epsilon = 72 \rightarrow$ donc est de **classe 1**.

Donc la section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité. C'est vérifier.

c. Vérification de la résistance (en tenant compte du poids propre du profilé) :

IPE 220 $\rightarrow P_p$ de la solive = 26,2kg/m = 0,262 kN/m.

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 1,35 (491 + 26,2) + 1,5 \times 100 = 8,48 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1,20m $q_u = 8,48 \times 1,20 = 10,17 \text{ KN/m}.$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 6.17 \text{ KN/m}$$

✓ Critère de flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} = \frac{5 \times 6,17 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 2772} = 1,79 \text{ cm.} \\ f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm.} \end{array} \right. \rightarrow$$

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

c'est vérifiée

Donc on Vérifie la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{8,48 \times (6)^2}{8} = 38,16 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow M_{pl,rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 285,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 60,97 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{C'est vérifiée}$$

d. Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot l}{2} \leq 0,5 A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,rd} = 1591,08 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 196,25 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl.rd} = 1591,08 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 196,25 \text{ kN}$$

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b_f x t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1591,08 \text{ mm}^2.$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8,48 \times 6}{2} = 25,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 25,44 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl.rd} = 0.5 \times 196,25 = 98,12 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

2.3 Solives du plancher courant

2.3.1 Pré dimensionnement des solives de l'étage courant :

2.3.1.1 Charges et surcharges :

Charges permanentes « G » :

$$\text{TN40} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dalle pleine en BA (8cm)} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose (2cm)} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafond suspendu} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carrelage (2cm)} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Cloison en brique creuse} = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$G = \frac{385 \text{ kg/m}^2 \times 1.20}{1} \rightarrow G = 462 \text{ kg/ml}$$

Surcharge « Q » :

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{D'ou } Q = \frac{250 \text{ kg/m}^2 \times 1.20}{1} \rightarrow Q = 300 \text{ kg/ml.}$$

2.3.1.2 Combinaison de charge :

ELU :
 $q_u = 1,35G + 1,5Q$
 $q_u = 1073,7 \text{ Kg/ml}$

ELS:
 $q_s = G + Q$
 $q_s = 762 \text{ Kg/ml}$

2.3.1.3 Dimensionnement du profilé :

a. Condition de la Flèche :

Condition à vérifier : $f_{\max} < f_{adm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \\ f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E} \end{array} \right.$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7.62 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} \rightarrow I_y = 2551,34 \text{ cm}^4$$

→

Donc on prend **IPE 220** profile acquis C'est vérifié.

Finalement on garde le pré dimensionnement des solives planché courant et terrasse en profiler **IPE 220**.

2.4 Pré-dimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont des éléments porteurs qui travaillent essentiellement à la flexion.

La longueur des poutres $L'=5,90$ m,

L'entraxe des poutres $L=6,00$ m.

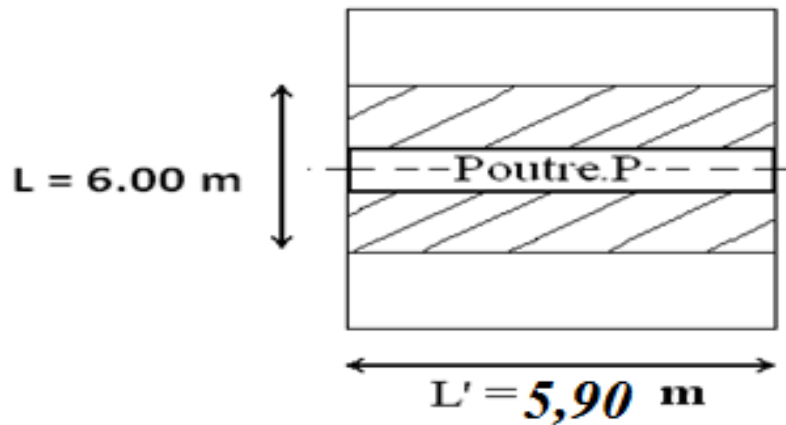


Figure 2.4 : Dimension des poutres principales

Charges permanentes «G» :

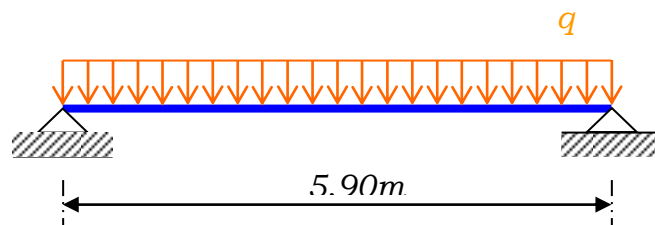
$G_{\text{terrasse}} = 385 \text{ kg/m}^2$

$$\rightarrow G_{\text{terrasse}} = 385 \times 6,00 = 2310 \text{ kg/ml.}$$

Surcharge :

Charge d'exploitation $Q=250 \text{ kg/m}^2$

$$\rightarrow Q = 250 \times 6,00 = 1500 \text{ kg/ml.}$$



2.4.1 Combinaison de charge :

ELU :

$$qu=1,35G+1,5Q$$

$$qu=5368,5 \text{ Kg/ml}$$

ELS:

$$qs= G + Q$$

$$qs=3810\text{Kg/ml}$$

2.4.2 Dimensionnement du profilé :

a. Condition de la Flèche :

Condition à vérifier : $f_{\max} < f_{adm}$

Pour une poutre bi articulée

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L'}{250} = \frac{590}{250} = 2.36cm \\ f_{\max} = \frac{5q_s L'^4}{384 E I_y} \leq \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L'^3}{384 \times E} \end{array} \right.$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 38,1 \times 10^{-2} \times 590^3}{384 \times 21000} \rightarrow I_y = 15389,43cm^4$$

→

Donc En prend **IPE 400** profile acquis..... C'est vérifier.

Vue que la charge et la longueur au plancher courant sont les même qu’au plancher terrasse , on va prendre pour les poutres principales des profilés IPE400 pour toute la structure, et on fera les vérifications nécessaires.

Tableau 2.3 : Caractéristiques du profilé IPE 400.

PROFILE	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	I _y cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	8,6	23128,4	1317,58	1156,4	146,4	15,5	3,95

b- Vérification de la classe de la section transversale :

✓ **La semelle :**

b (mm)	t _f (mm)	C= b/2 (mm)	C/t _f	$\epsilon = (f_y/235)^{1/2}$	Condition vérifiée 6,67 ≤ ϵ ≤ 10
180	12	90	7,5	1	la semelle est de classe 1

✓ **Ame fléchie :**

d (mm)	t _w (mm)	d/t _w (mm)	$\epsilon = (f_y/235)^{1/2}$	Condition vérifiée d/t _w ≤ 38,49 < 72 ϵ = 72
331.0	8,6	38,49	1	la l’âme semelle est de classe 1

Donc la section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.C’est vérifier.

b. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

IPE 400 → $P_p = 66,3\text{kg/m} = 0,663\text{ kN/m}$.

$qu = 1,35(G+Gp) + 1,5Q = 1,35 (385 + 66,3) + 1,5 \times 250 = 9,84\text{KN/m}^2$.

Pour une bande de 5,90m $qu = 9,84 \times 5,90 = 58,07\text{KN/m}$.

$qs = (G+Gp) + Q = 7,01\text{ KN/m}$

✓ **Critère de flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5q_s L^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 701 \times 10^{-2} \times 590^4}{384 \times 21000 \times 23130} = 0,3\text{ cm}.$$

$$f_{adm} = \frac{590}{250} = 2,4\text{cm}. \quad \rightarrow$$

$f_{\max} \leq f_{adm}$ C'est vérifiée.

c. Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9,84 \times (5,90)^2}{8} = 42,81\text{ kN.m}.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow M_{pl,rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 904 \times 10^{-6}}{1,1} = 193,13\text{ kN.m} \Rightarrow$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ C'est vérifiée .

d. **Vérification de la condition du cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{qu.l}{2} \leq 0,5 A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,rd} = 1591,08 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 196,25 \text{ kN}$$

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bf \times t_f + (tw + 2r) \times t_f = 16865,2 \text{ mm}^2.$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,84 \times 5,90}{2} = 29,03 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 29,03 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 98,12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée .}$$

2.5 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

Charges permanentes « G » :

$$G_{Mur} = 1400 \times 3 \times 0,3 = 1.26 \text{ kg/ml}$$

Surcharge « Q » :

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

2.3.1.2 Combinaison de charge :

ELU :

$$qu = 1,35G + 1,5Q$$

$$qu = 2265 \text{ Kg/ml}$$

ELS:

$$qs = G + Q$$

$$qs = 1510 \text{ Kg/ml}$$

2.3.1.3 Dimensionnement du profilé :

a. Condition de la Flèche :

Condition à vérifier : $f_{\max} < f_{adm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \\ f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E} \\ \rightarrow I_y = 3375 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Donc on prend **IPE 240** profile acquis..... C'est vérifiée.

Qui a les caractéristiques suivant:

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 39,1 \text{ cm}^2 \\ P = 30,7 \text{ kg/ml} \\ I_y = 3891,6 \text{ cm}^4 \\ W = 324,3 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

b. Vérification de la classe de la section transversale :

✓ La semelle :

b (mm)	t _f (mm)	C= b/2 (mm)	C/t _f	ε= (f _y /235) ^{1/2}	Condition vérifiée 6,12 < 10 ε=10
120	9,8	60	6,12	1	la semelle est de classe 1

✓ Ame fléchie :

d (mm)	t _w (mm)	d/t _w (mm)	ε= (f _y /235) ^{1/2}	Condition vérifiée d/t _w = 30,71 < 72 ε=72
190,4	6,2	30,71	1	la l'âme est de classe 1

Donc la section globale étant de classe 1..... C'est vérifiée.

b. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

IPE 240 → $P_p = 30,7 \text{ kg/m} = 0,307 \text{ kN/m}$.

$qu = 1,35(G+Gp) + 1,5Q = 24,77 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 6,00m $qu = 2117,4 \times 6,00 = 24,77 \text{ KN/m}$.

$qs = (G+Gp) + Q = 17,92 \text{ KN/m}$

✓ **Critère de flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5q_s L^4}{384 E I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1792 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 9970} = 0,30 \text{ cm.}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{590}{250} = 2,4 \text{ cm.}$$

$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$ C'est vérifiée

d Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = 49,10 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

⇒ $M_{pl,rd} = 51,29 \text{ kN.m}$ ⇒ $M_{sd} < M_{pl,rd}$ C'est vérifiée .

d. Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} \leq 0,5 A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,rd} = 1591,08 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 196,25 \text{ kN}$$

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 16865,2 \text{ mm}^2.$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,84 \times 5,90}{2} = 29,03 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 28,67 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 196,25 = 98,12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée .}$$

Finalement le choix de profiler **IPE240** convient.

3. Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux en I ou en H qui reçoivent les charges et les transmettent aux fondations ils sont soumis à la compression.

, qui travaillent principalement à la compression et à la flexion, supportent la totalité des charges et les transmettent aux fondations. ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Pour notre structure on va choisir un HEA300.

Prenant le cas le plus défavorable (poteau central) sous la combinaison la plus défavorable qui est G+Q+1.2EX .

Avec :

➤ **Les charges cas statiques :**

Tableau 2.4 : Charges reprises par le poteau central

Charge permanente 'G' kg/m ²	Charge d'exploitation 'Q' kg/m ²	PP (POUTRE PRINCIPALE) kg/ ml.	PS (POUTRE SECONDAIRE) kg/ ml.
385	250	66,3	30,7

La surface est de S₁:

$$\begin{cases} L_x = 6,00 \text{ m} \\ L_y = 4,05 \text{ m} \\ S_1 = L_x \times L_y = 24,3 \text{ m}^2 \end{cases}$$

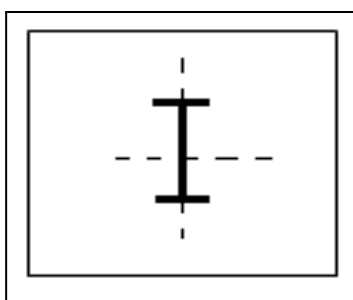


Figure 2.6 : schéma du Poteau central

On va prendre comme poteau HEA 240:

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	I _y cm
HEA 240	60,3	76,8	230	240	12	7763,2	2768,9	675,1	230,7	10,05	6,0

➤ **Calcul du moment sollicitant :**

$$N_s dy = 1,35 \times G + 1,5 \times Q .$$

$$N_s dy = [(1,35 \times g) + (1,5 \times q) + (1,35 \times PP) + (1,35 \times PS \times 6)]$$

$$N_s dy = [(1,35 \times 385) + (1,5 \times 250) + (1,35 \times 66,3) + (1,35 \times 30,7 \times 6)] = 1232,92 \text{ kN/m}$$

➤ **Condition de résistance:**

On doit vérifier que : $N_{sdy} \leq N_{crdy}$

Avec :

$$N_{crdy} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1,0$ pour les sections de classes 1 et classes 2.

\bar{X}_{lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$X_{lt} = 1 / [\bar{\phi}_{Lt} + (\bar{\phi}_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2)^{1/2}] \text{ et } X_{lt} \leq 1.$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\phi}_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_L (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_K} \right)$$

$\lambda = L_f / i$, avec : $L_f = L \times 0,5$ (encasté-encasté) avec : $i = 6 \text{ cm}$.

Un poteau de $(18 + 3.60) \text{ m}$ vas subdivisée selon les hauteurs d'étages de 3.60 m pour chaqu'un.

$$L_f = 0,5 \times 3,60 = \mathbf{1,80 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,8 / 0,006 = \mathbf{30}$$

$$\lambda_k = 93,9 \times \varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{Lt} = \frac{30}{93,9} = \mathbf{0,32}$$

$$\lambda_x = Lf / i_x = 25$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,32 - 0,2) + 0,32^2] = \mathbf{0,56}$$

$$X_{lt} = 1 / [0,56 + (0,56^2 - 0,32^2)^{1/2}] \text{ et } X_{lt} \leq 1 \rightarrow X_{lt} = \mathbf{1,29} \quad \text{non vérifiée}$$

Donc le poteau HEA 240 est non acceptable.

On va prendre comme **poteau HEA 300**, vérifié tous les conditions.

Tableau 2.5 : Caractéristiques du profilé HEA 300.

Profilé	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y mm ⁴	W _{pl,y} mm ³	i _y cm
HEA 300	88,3	112,5	290	300	8,5	14	27	18260	1065	12,74

$$\lambda = Lf / i,$$

avec : $Lf = L \times 0,5$ (encasté-encasté) avec : $i = 6\text{cm}$.

CHAPITRE3

ETUDE CLIMATIQUE SELON LE REGLEMENT NEIGE ET VENT 'R.N.V.99'

3 Surcharges climatiques :

3 .1Effet de la neige :

Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 1000 m.

a-Calcul des charges de la neige sur les toitures:

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toitures Ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNV99. Art.3.1):

$$S = \mu \times S_k(\text{en daN /m}^2)$$

- **S_k** (en kN/m²) : est la charge de la neige sur le sol, donnée par rapport au paragraphe (RNV99.Art.4), en fonction de l'altitude et la zone de neige (carte de neige).
- **μ** : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe (RNV99. Art.6).

Ce bâtiment est situé à Wilaya d'Oran, qui correspond à la zone **B** dont l'altitude est de 100m.

La valeur de **S_k** en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude **H** en m du site considéré :

$$\text{Zone B} \Rightarrow S_k = (0.04 \times H + 10) / 100$$

Avec H : l'altitude par rapport au niveau de lamer en (m) $\Rightarrow 100\text{m}$

$$S_k = 0.14 \text{ KN/m}^2 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \text{ (Tableau 6.1. [1])}$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.14 \Rightarrow S = 11.2 \text{ daN/m}^2$$

b -Action de la neige :

(charge de neige)
 $S = 11.2 \text{ daN/m}^2$

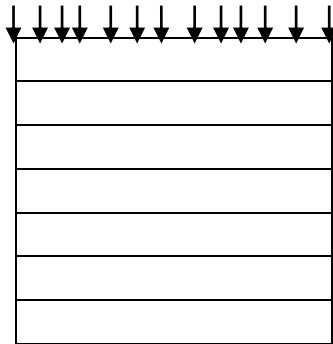


Figure 2.1 : Action de la neige

3.2 Effet du vent :

Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction ;
- L'intensité ;
- La région ;
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement ;
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

3.2.1 Principes du DTR RNV (version 2013) :

a) Principes de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment en structure métallique présenté à la figure2.2.

Pour un vent perpendiculaire :

- Au long-pan (sens V1 du vent).
- Au pignon (sens V2 du vent).

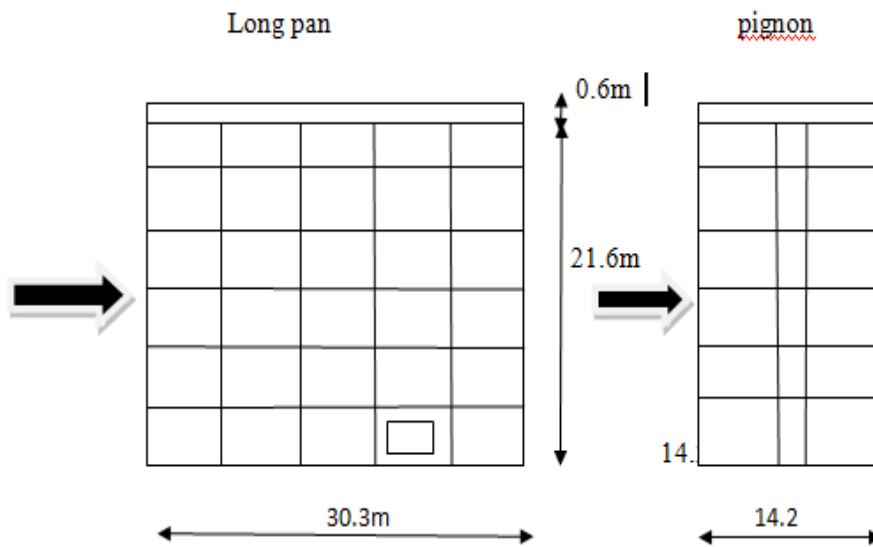


Figure 2.2 : Action de la neige

CHAPITRE 04 ETUDE DE PLANCHER A DALLE MIXTE

Introduction :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton comportant un treillis d'armature. Une telle dalle repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

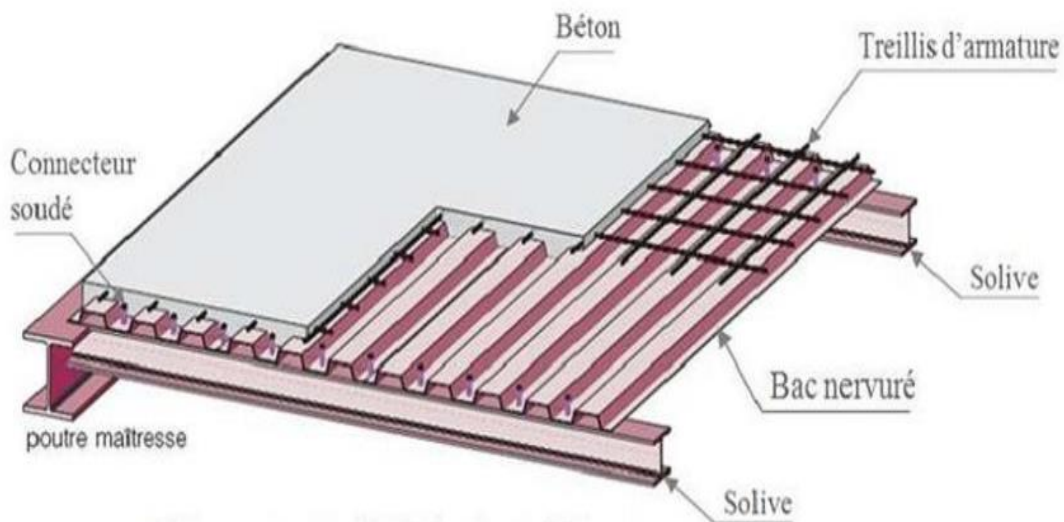


Figure 4.1: Élément constructif d'un plancher collaborant

Dispositions constructives selon l'EC04 :

- $ht \geq 80$ mm Avec ht : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- $hc \geq 40$ mm Avec hc : l'épaisseur du béton au-dessus de la surface plane principale du Moment des nervures de la tôle.
- Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. d'opte un écartement de 1,06 m, celle-ci sont isostatiques.

Vérification des solives « IPE 220 » au stade définitif :

Etant donné que la dalle en béton armé est collaborant, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton travaillent solidairement. L'IPE 220 (voir dimensionnement chapitre 03) est de classe 1, les vérifications seront menées à une analyse plastique.

Hypothèses de calcul :

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.

Les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compression; les contraintes f_y exercées sur ces fibres sont donc égales à (f_y est la limite d'élasticité de l'acier).

La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé f_c est uniforme et égale à $0,85f_c/\gamma$ (f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesurée à 28 jours).

La résistance du béton en traction est négligée.

Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitées en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul f_{st}/γ_s

(f_{st} est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).

La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

Évaluation des charges sur la solive :

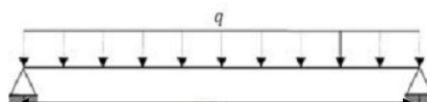


Schéma statique de la solive la plus défavorable.

- **Plancher terrasse :**

$$G_{\text{solive}} = 0,21 \text{ kN/ml}$$

$$G = (6,54 \times 1,06) + 0,21 = 7,14 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,06 = 1,06 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,08 \times 1,06 = 0,085 \text{ kN/ml}$$

- **ELU :**

$$Q_{u1} = 1.35G + 1.5 \max(Q, S) = 11.10 \text{ kN/m} \leftrightarrow q = 11.10 \text{ kN/m}$$

$$Q_{u2} = 1.35G + 1.5 (Q, S) = 11.04 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{s1} = G + \max(Q, S) = 8.10 \text{ kN/m} \leftrightarrow q = 8.10 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s2} = G + (Q, S) = 8.07 \text{ kN/m}$$

- **Etage courant :**

$$G = 5.65 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.30 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,74 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 7,04 \text{ kN/ml.}$$

Remarque : étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopte comme solive, donc les vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

- **Largeur de la dalle participante (b_{eff}) :**

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04 :

$$B_{\text{effe}} = 2 \times \min \left(\frac{l^c}{8}, \frac{b_i}{2} \right) = 0.78 \text{ m}$$

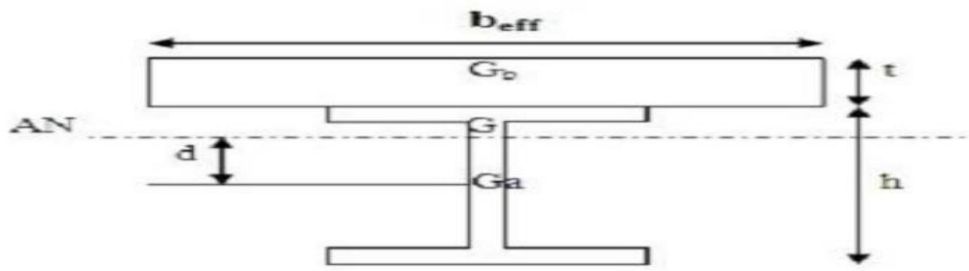


Figure 4.2 : Section mixte acier – béton

•Calcul de la section mixte :

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S=A+(b \times t/n)$$

$$D= (b \times t/n) (t+h /2s)$$

$$V_i= (h/2) +d \qquad V_s= (h/2) +(t-d)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

b = beff : largeur de la dalle participante.

n= coefficient d'équivalence acier/béton (n= 15).

d: distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S: section mixte.

A: section de la solive

vi: position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.

vs: position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

Im : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A	b	t	H	S	d	I _{Ac}	v _i	v _s	I _m
mm ²	mm	mm	mm	mm ²	mm	m ⁴	mm	mm	cm ⁴
1320	780	120	120	7560	93,6	317,8	153,6	86,4	2657,94

Résultats des calculs.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 8.10 \times 3.14^4}{384 \times 210000 \times 2657.94} = 0.19 \text{ cm}$$

$f_{adm} = 3.15/250 = 1.26 \text{ cm} \geq 0.19 \text{ cm}$Condition vérifiée

Vérification des contraintes :

Contrainte dans la poutre acier :

Contrainte de traction

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i$$

Contrainte de compression

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t)$$

Contrainte admissible de l'acier

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a}$$

• Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure.

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} \times v_s$$

Compression dans la fibre inférieure.

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} \times (v_s - t)$$

Contrainte admissible du béton

$$\sigma_{adm} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11.10 \times 3.15^2}{8} = 13.77 \text{ KN.m}$$

type	σ_{ai} (MPa)	σ_{as} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Acier	-79.57	+17.40			213.63	V érifíée
béton			+2.98	+1.16	14.16	V érifíée

Tableau : Valeurs des contraintes de flexion simple.

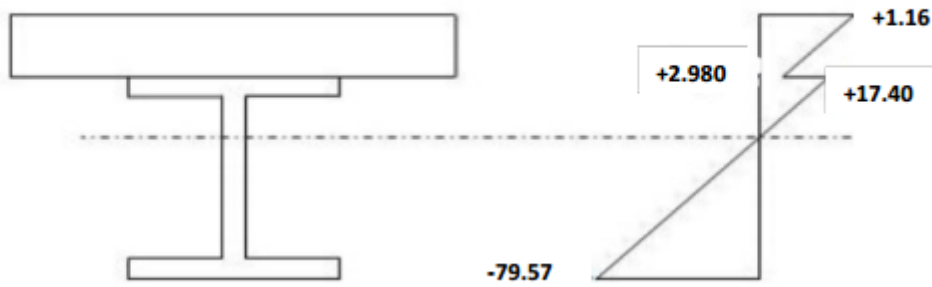


Figure 4.3 : Diagramme de répartition des contraintes

Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier. Ce retrait est Contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton. La répartition des contraintes due au retrait est illustrée sur la figure

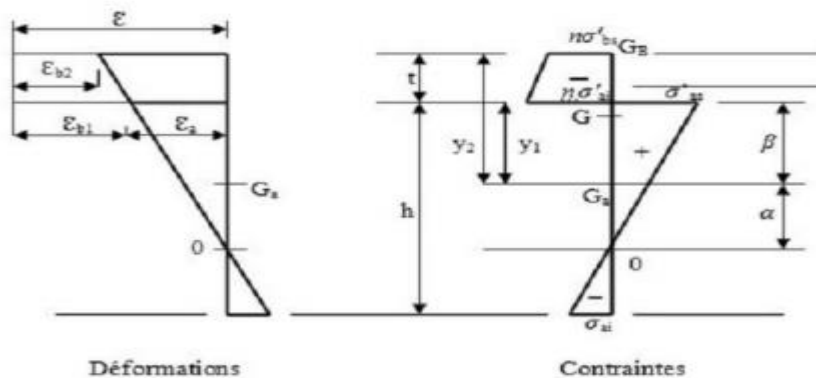


Figure 4.4: Diagramme des contraintes dues au retrait

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{120+120}{2} = 120\text{mm} \quad \text{Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton).}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{317.8 \times 10^4}{1320 \times 120} = 20.06\text{mm} \quad \text{Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section}$$

Homogène).

$$B = b_{\text{eff}} \times t = 93.6 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (B \times I_A) + (B \times A \times \beta^2)}$$

$\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$ Coefficient de retrait.

$$\text{Donc : } K = 1.31 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} a = \frac{120}{2} + 20.06 = 80.06 \text{ mm}$$

$$Y_2 = y_1 + t = 200.06 \text{ mm}$$

Avec :

y_1 : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène

Y_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a' = K \times y_1 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi}' = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = -0,013 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2}' = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = -0,118 \text{ MPa}$$

Remarque :

Après le calcul des contraintes dues au retrait, on remarque que ces derniers sont négligeables

Devant les contraintes dues à la flexion simple, d'où la vérification des conditions précédentes.

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 1320 \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 0.08 \times 0.78 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 884 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc : l'axe neutre plastique dans la dalle.

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 0,025m < h_c = 0,08m$$

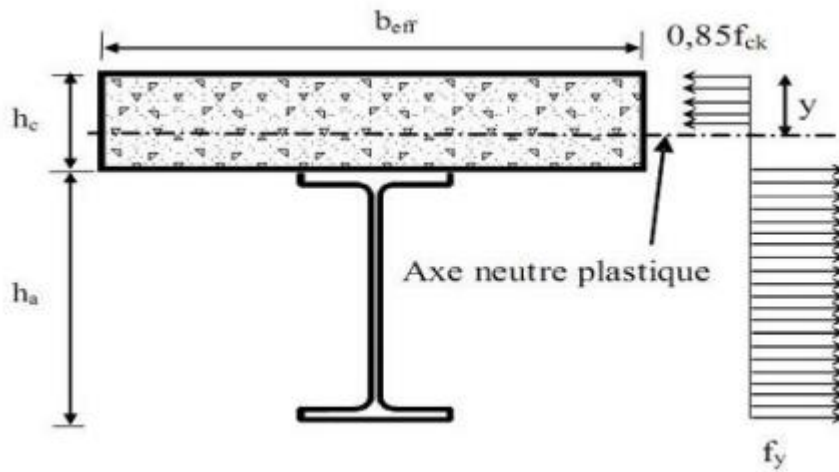


Figure 4.5 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

Vérification de la résistance :

$$M_s = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,10 \times 3,15^2}{8} = 13,77 \text{ kn.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 282 \left(\frac{0,12}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,025}{2} \right) = 47,23 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,10 \times 3,15}{2} = 17,84 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 6,3 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,70 \text{ KN}$$

$$v_{sd} < 0,5V_{rd} = 38,85 \text{ KN}$$

→ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la Non nécessité de la vérifier au déversement.

Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton la solive.
Ils doivent être capable de présenter une résistance vis -à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

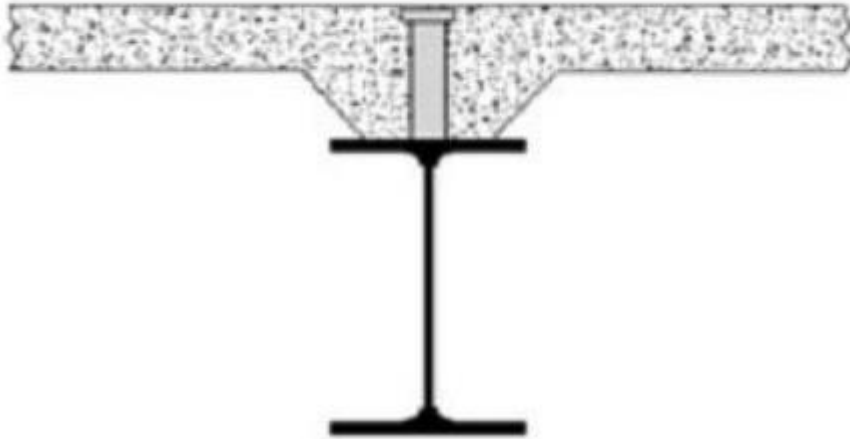


Figure 4.6 : Connexion acier-béton

Choix des connecteurs :

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes :

$h = 80 \text{ mm}$

$d = 18 \text{ mm}$

$f_u = 460 \text{ MPa}$

f_u : résistance ultime en traction

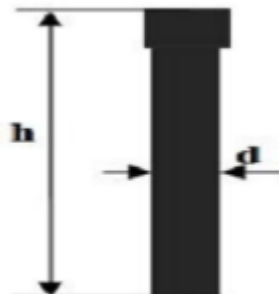


Figure 4.7 : Goujon

Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La

Résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par : $p_{rd} = \min(p_{rd1}, p_{rd2})$

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times F_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

F_u : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon = 460N/mm²

γ_v : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25

$$a : \text{Facteur de correction} \rightarrow \begin{cases} a = 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ a = 0.25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

h: hauteur du goujon.

d: diamètre du goujon.

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.

($E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$ (tirer de tableau 3.2 EC04))

$$\text{On trouve } \begin{cases} P_{rd1} = 71877.696N \\ P_{rd2} = 65637.634N \end{cases} \Rightarrow P_{rd} = 65637.634N$$

Dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575m$$

Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min\left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot b_{eff} \times 0.85 \times \frac{h_c f_{ck}}{\gamma_a}\right) \Rightarrow v_{lf} = 282KN$$

Le nombre de goujons :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = 4.30 \sim 5 \text{ goujons}$$

L'espace des goujons :

Soit $N= 5$ goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 10 goujons sur la Longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{5}{4.30} = \mathbf{1.16} > 0.4 \text{ Condition vérifiée ; EC4 ; art 6.2).}$$

$$e = \frac{l_{cr}}{N_f} = \frac{1.575}{5} = 0.315m = 31.5cm$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$e < \min (6ht; 800) = \min (720; 800).$$

$$e < 720 \text{ mm. (Condition vérifiée)}$$

Vérification de la soudure du goujon :

On doit vérifier :

$$p_{rd} \leq f_{wrd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1.25}$$

a : Cordon de la soudure (4 mm).

f_u : 360 MPa

β_w : 0,80

Donc : $F_{w,rd} = 67874,22 \text{ N} > P_{rd} = 65637,634 \text{ N}$ (Condition vérifiée).

Ferraillage de la dalle de plancher :

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou Réparties.

Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures Sont perpendiculaire aux solives.

Combinaison d'action :

Plancher terrasse :

$$G = 6,54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ul} = 1.35G + 1.5Q = 10.33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ul} = G + Q = 7.54 \text{ kN/m}^2$$

Plancher étage courant :

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5,54 \text{ kN/m}^2$$

Remarque :

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 10,33 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur } e = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.31 < 0.4$$

Donc le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de L_x), la dalle se calcule comme une poutre en flexion simple.

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 1.29 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_0 = 0,75 \times M = 0,96 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,5 \times M_0 = -0,64 \text{ kN.m.}$$

Calcul des armatures :

Armature en travée :

$M_t = 0,96 \text{ kN.m}$; $b=1\text{m}$; $h= 8\text{cm}$; $d'=2\text{cm}$; $d = 6\text{cm}$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} < 0.318 < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 1.215 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow a = 0.02$$

$$Z = d \times (1 - 0.04 \times a) \Rightarrow z = 0.06M$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 0.725 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA6=1.13 cm²/ml

Armature en appuis :

$M_a = 0,64 \text{ kN.m}$; $b=1\text{m}$; $h= 8\text{cm}$; $d'=2\text{cm}$; $d= 6\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} < 0.012 < \mu_l = 0.329 \Rightarrow A' = 0$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \rightarrow a = 0.015$$

$$Z = d \times (1 - 0.04 \times a) \Rightarrow z = 0.06M$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 0.725 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA6=1.13cm²/ml

Vérification de la dalle :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l}{2} = 5.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.06 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} > \tau_u$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS : 10

qs= 7,54 kN/m.

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 00.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,7 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,47 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,7 \text{ kN.m; } A = 2,01 \text{ cm; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7.2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \times y = 1.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis :

$$M_a = 0,47 \text{ kN.m; } A = 2,01 \text{ cm; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} \times y^3 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7.2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = 1.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV .}$$

Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_o} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \rightarrow 0.08 > 0.03 \\ 2) \rightarrow 0.08 > 0.037 \dots\dots\dots CV \\ 3) \rightarrow 0.0033 < 0.005 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

7. Pré-dimensionnement des poutres principales (avec connexion) :

7.1. Stade de montage :

Portée L = 5,30m

Distance entre axe = 3,15 m.

Béton frais.....= 25×0,12×3,15= 9,45 kN/ml.

Tôle profilé.....= 0,11×3,15= 0,35 kN/ml.

Poids des solives.....= 0,104 kN/ml.

Q (chantier).....= 1×3, 15= 3,15kN/ml.

G = 9,91kN/ml.

Q = 3,15 kN/m

ELS : $qs = G+Q=13,06kN/ml$

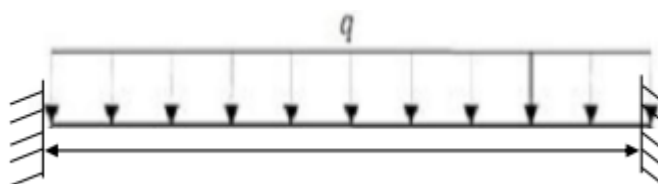


Schéma statique de la poutre principale.

Dimensionnement du profilé :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_z \geq \frac{250 \times 13.06 \times 10^{-2} \times 530^2}{384 \times 21000} = 275.91 \text{ cm}^4$$

soit un IPE240 caractérisé par:

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl.y cm ⁴	Wpl.z cm ⁴	iy cm	iz cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	15	3891,6	283,58	366,6	73,9	9,97	2,69

Caractéristiques du profilé

La classe de la section transversale :

La semelle :

B = 120 mm.

C = b/2=60 mm.

tf = 9,8 mm.

C/tf=6,12 < 10ε ≈ 10.

Donc la semelle est de classe 1.

• **Ame fléchie :**

d=190,4 mm.

tw=6,2 mm.

d/tw=30,70 < 72ε ≈ 72.

Donc l'âme est **de classe 1**.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

• **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 18,52 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G+G_p)+Q = 13,37 \text{ KN/ml.}$$

• **Critère de flèche :**

$$f = \frac{13,37 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 210000 \times 3891,6} = 0,33 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 530 / 250 = 2,12 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm}$$

Condition vérifiée

Critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,52 \times (5,30)^2}{8} = 65,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 366,6 \times 10^6}{1,1} = 78,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée .}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M^o}}$$

Avec :

A_v : l'air de cisaillement

$$A_v = 1910 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 1910 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 235,58 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} \text{ max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18,52 \times 5,30}{2} = 49,07 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} \text{ max} = 49,07 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 117,80 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le Moment fléchissant.}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 18,52 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G+G_p)+Q = 13,37 \text{ KN/ml.}$$

• **Critère de flèche :**

$$f = \frac{13,37 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 210000 \times 3891,6} = 0,33 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 530 / 250 = 2,12 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm}$$

Condition vérifiée

Critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,52 \times (5,30)^2}{8} = 65,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 366,6 \times 10^6}{1,1} = 78,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M^o}}$$

Avec :

A_v : l'air de cisaillement

$$A_v = 1910 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 1910 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 235,58 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} \text{ max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18,52 \times 5,30}{2} = 49,07 \text{ KN.}$$

$V_{sd} \text{ max} = 49,07 \text{ KN} < 0,5V_{plRd} = 117,80 \text{ KN} \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le Moment fléchissant.

Condition vérifiée.

Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

Msd : Moment appliqué Msd = 65,03 kN.m

MbRd : Moment résistan

XLT : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{1.5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} \leq 1$$

λ_{LT} Est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_y} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$\beta_w=1$ (section de la classe 1)

$$\lambda_{LT} = 93.9\varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \times t_f}{h \times i_z} \right)^2 \right]}}$$

C1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C1=1,132) .

Donc : $\lambda_{LT} = 0.95 > 0.4$ (il y a un risque de déversement).

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés, donc $\phi_{LT} = 1.03$ et $\chi_{LT} = 0.70 < 1$

Donc : $M_{brd} = 54.82 \text{ kNm} < M_{sd} = 65.03 \text{ kNm}$ Condition non vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, on augmente la section du profilé soit un IPE 270.

Après le calcul on trouve :

$M_{brd} = 68.25 \text{ kNm} > M_{sd} = 65.03 \text{ kNm}$ Condition vérifiée.

Vérification de la poutre principale au stade définitif

G = 21,20 kN/ml

Q = 3,15 kN/ml

S = 0,252 kN/ml

ELU :

$$q_u = 1.35(G) + 1.5Q = 33.692 \text{ kN/ml.}$$

•ELS

$$q_s = (G)+Q = 24.35 \text{ KN/ml.}$$

Largeur de la dalle participante(beff)

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04 :

$$b_{effe} = 2 \times \min\left(\frac{l_o}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{5.30}{8}, \frac{3.15}{2}\right)$$

$$b_{effe} = 1.325m$$

Calcul de la section mixte :

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left(\frac{b \times t}{n}\right)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2S}\right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2$$

Im: moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm ²)	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm ²)	d(mm)	IA(cm ⁴)	Im(cm ⁴)
4590	1325	120	270	15190	136,08	5789,8	19241,44

Résultats de calcul.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{24.26 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 210000 \times 5789.8} = 2,04 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 530/250 = 2.12 \text{ cm}$$

$f < f_{adm}$ Condition vérifiée

$$f_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,08 \times 1.325 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1501,67 \text{ kn}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$f_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 4590 \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 980.60 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33.35 \times 5.30^2}{8} = 117.10 \text{KNm}$$

$$M_{plrd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{ang}}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 980.60 \left(\frac{0.27}{2} + 0.04 + 0.08 - \frac{0.052}{2} \right) = 224.55 \text{KNm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Comparaison entre une poutre mixte et non mixte :

Après les calculs, on remarque que le mixage de la poutre principale permet un gain important de la matière (IPE 300 IPE 270), ce qui prouve l'efficacité de la construction mixte de point de vue économique.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison «connecteurs» capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE120, supporte les charges appliquées au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacées de 31,5cm entre eux.

CHAPITRE 05 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1 ETUDE DES ESCALIERS EN ACIER

Introduction :

L'escalier est un élément d'ouvrage qui se compose d'un certain nombre de marches qui permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre.

Dont La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

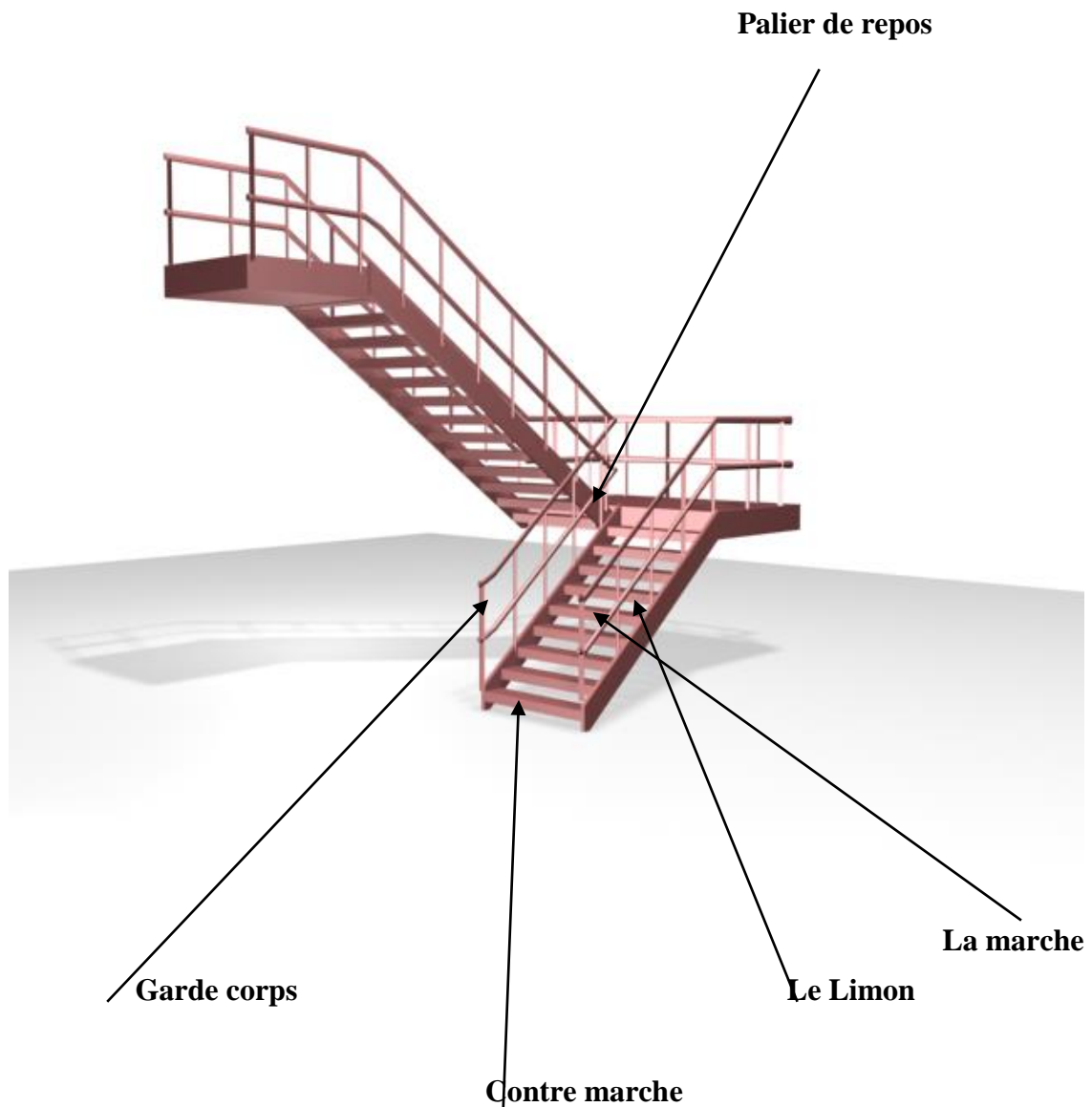


Figure 5.1 : vue de l'escalier en acier en 3D

1.1 Définitions :

- **Un palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Limón** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

1.2 Dimensionnement des escaliers :

Ce sont des profilées en charpente métallique (02 volées + 01 palier), ou chaque palier contient des marches (g :giron) et contre marche (h).

On Utilise la formule de **BLONDEL** :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

h: (hauteur de marche) ; Varie de $16.5 \leq h \leq 18.5\text{cm}$

g : largeur de la marche (giron) ; Varie de $27\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$.

{	Hauteur d'étage	→	he=3,60m	on prend : h = 0.18m
	Giron	→	g=30cm.	

On doit vérifier que :

$$0.60 \leq (g + 2h) \leq 0.66 \text{ (m)}$$

$$0.60 \leq (0.30 + 2 \times 0.18) \leq 0.66$$

$$0.60 \leq 0.64 \leq 0.66 \quad \longrightarrow \quad \text{Loi est vérifiée}$$

Selon le plan architectural On dispose de 02 volées dans le 1^{er} étage, la hauteur de chacune est :

La hauteur du volée	(H)	180cm
La hauteur de la marche	(h)	18 cm
La largeur de la marche	(g)	30 cm
Le nombre des marche	(n) =he / h	20 marches
Le nombre des contres marche	(m) = n – 1	19 contre marches.
Inclinaison du limon		
La longueur de la ligne de la volée	$L1 = g \times (n-1) = 30 \times (10-1)$ $L2= 600-L1/ 2$	270cm 165 cm
Angle d'inclinaison de la volée	$tang \alpha = 10 \times 18 / 270$	$\alpha = 33.69^\circ$
La longueur de la volée	$L = 10 \times 18 / \sin \alpha$	3,24m

Dans notre projet on a un type d'escalier :

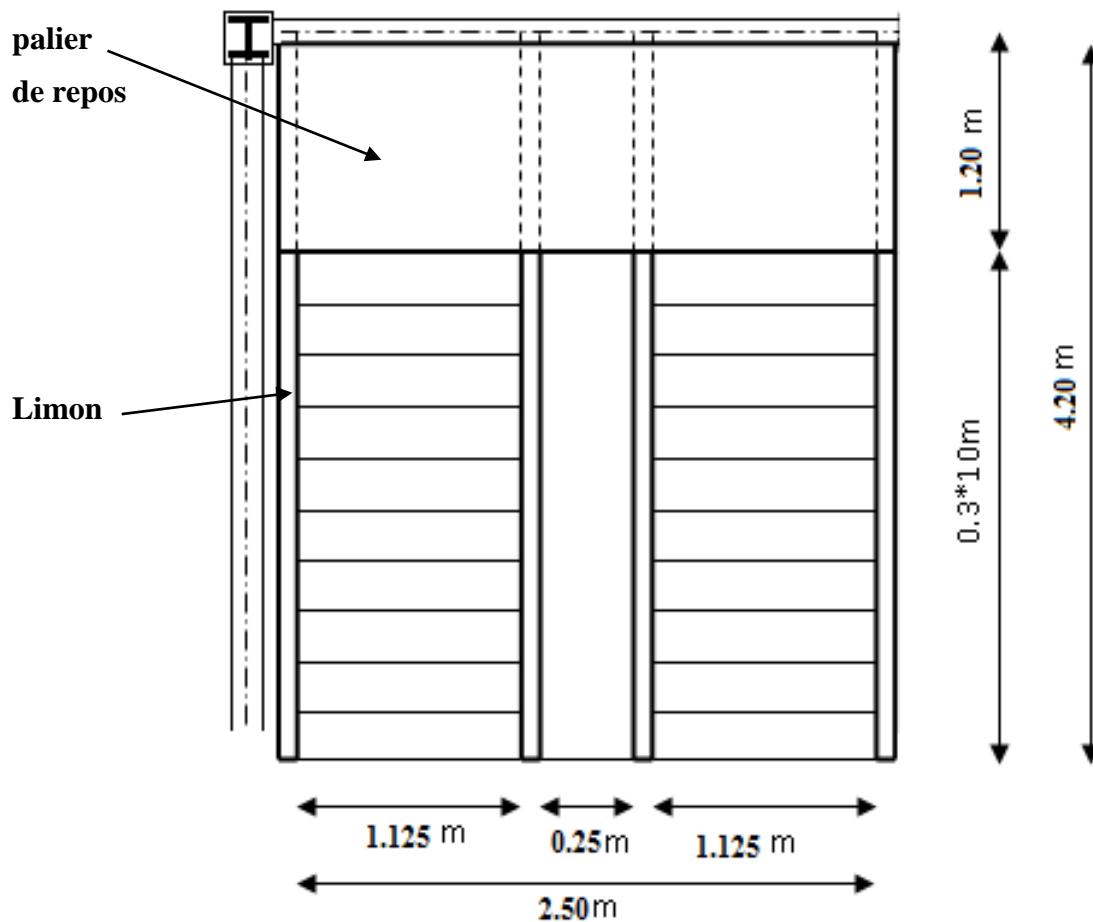


Figure 5. 2: Vue en plan d'escaliers en acier et disposition des éléments

2 Etude des marches :

• Conception de cornière de marche :

- 1- Limon UPN ;
- 2- La tôle striée ($e_p=0,5\text{cm}$) ;
- 3- Cornière ;
- 4- support de la marche (double cornière).

Longueur de la marche (l)=1,125m.

Largeur de la marche (g)=30cm.

2.3 Evaluation des charges et surcharges :

La marche est soumise aux :

• Charges permanentes « G »:

- ✓ Support de marche (estimer) :..... 9 daN/m
- ✓ Tôle striée d'épaisseur ($e=0,5\text{cm}$) :..... 40 daN /m²
- ✓ Mortier de pose d'épaisseur 2cm :..... 40 daN /m²
- ✓ Revêtements carrelages :..... 40 daN /m²

Charges totale : $G = (40+40+40) \times 0.30 + 9 \rightarrow G = 45 \text{ daN /m}^l$

• Charges d'exploitation « Q »:

$$Q = 250 \times 0.30 \rightarrow Q = 75 \text{ daN/m}^l$$

2.4 Pré dimensionnement des cornières de marche :

$$q = (G+Q) = (45+75) \rightarrow q = 120 \text{ daN/m}$$

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} < f_{adm} \\ f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{112,5}{250} = 0,45\text{cm} \\ f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E} \end{array} \right.$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 120 \times 10^{-2} \times (112,5)^3}{384 \times 21000 \times 10^2} \rightarrow I_y = 2,65 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 120 \times 0,01 \times (211,5)^4}{384 \times 21000 \times 10^2 \times 4,47} = 0,26 \text{ cm} \leq 0,45 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifier}$$

On adopte pour une cornière à ailes égale **L 40 x 40 x 4**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$GP = 2,42 \text{ kg/ml}$$

$$I_x = I_y = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$A = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 1,55 \text{ cm}^3$$

b) La Classe du profilé L 40 x 40 x 4 :

✓ **La semelle :** $C = h + b/2 \rightarrow 40 \text{ mm}$

$$C/t_f \leq 10\varepsilon \rightarrow 10 \text{ mm} < 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{Donc la semelle est de}$$

Classe 1.

✓ **Ame :**

$$d/t_w = 10 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Donc l'âme est de classe 1.}$$

$$\text{avec } \varepsilon = (235/f_y)^{1/2} = 1$$

Donc la section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité. C'est vérifier.

c) Condition de la résistance (CCM97.5 .4.5.1):

$$qu = 1,35(G + G_p) + 1,5Q = 1,72 \text{ kN/m}^2.$$

On vérifie La condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{rd}$.
D'après le tableau 5.3.1 de l'Eurcoude3 on a :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{1,72 \times (112,5)^2}{8} = 27,21 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1,55 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,331 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{C V}$$

Donc Cornières L 40 x 40 x 4 pour les marches.

d) Condition du cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1,72 \times (1,125)}{2} = 0,96 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \tau_{Max} = f_y / \sqrt{3}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \times Z_i = (40 \times 4) \times 4/2 + (40-4) \times 40/2 = 1040 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 5,86 \text{ Mpa} \leq \tau_{Max} = 135,67 \text{ Mpa} \quad \text{C'est vérifier}$$

3 Etude des limons :

3.1 Dimensionnement des limons UPN (poutre) :

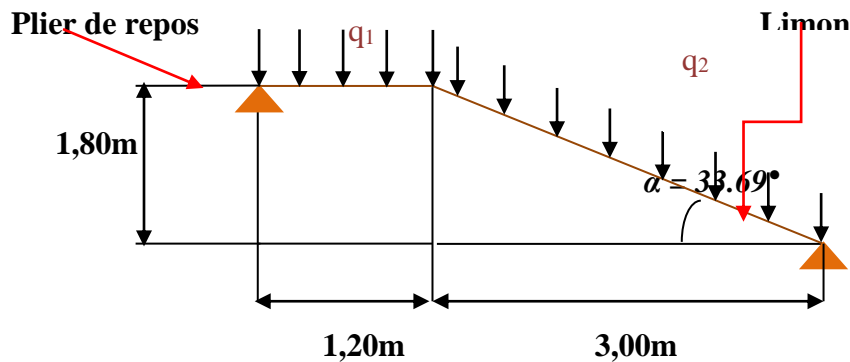


Figure 5.3: La disposition des Charges appliqués sur limon

3.2 Evaluation de charges et surcharges :

❖ **Volée :**

• **Charges permanentes « G » :**

- ✓ Cornière (40.40.4) :..... 2,42daN/ m
- ✓ Tôle striée d'épaisseur (ép=0,5cm):..... 40 daN /m²
- ✓ Mortier de pose d'épaisseur 2cm :..... 40 daN /m²
- ✓ Revêtements carrelages (ep= 2cm):..... 40 daN /m²
- ✓ Poids du Garde corps (cloison) :.....100daN/m²

Charges totale : $G = (40+40+40) \times 1.125 + 2,42 \rightarrow \mathbf{G = 137,42 \text{ daN /m}^2}$

• Charges d'exploitation « Q »: $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 250 \times 1.125 \quad \rightarrow \quad Q = 281,25 \text{ daN/m}^2$$

❖ Palier :

• Charges permanentes « G » :

- ✓ Dalle en béton ($ep=8\text{mm}$) :.....200daN/m²
- ✓ TN40 :.....12daN/m
- ✓ Mortier de pose d'épaisseur ($ep= 2\text{cm}$)_40daN/m²
- ✓ Revêtements carrelages ($ep= 2\text{cm}$) :..... 40 daN /m²

$$\text{Charges totale : } G = (200+12+40+40) \times 0,93 \quad \rightarrow \quad G = 271,6 \text{ daN /m}^2$$

• Charges d'exploitation « Q »: $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

3.3 Calcul de limon :

Volée : $G = 137,42 \text{ daN /m}^2$

Palier : $G = 271,6 \text{ daN /m}^2$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

Charge d'exploitation $Q=250\text{daN/m}^2$.

$$q_1 = \frac{1,2}{2} (137,42 + 250) = 232,45 \text{ daN /m}$$

$$q_2 = \frac{1,2}{2} (271,6 + 250) = 312,96 \text{ daN /m}$$

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\max} < f_{adm} \quad \text{Avec } L=270\text{cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{270}{250} = 1,08\text{cm} \\ f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E} \end{array} \right.$$

$$I_y \geq \frac{1.250 \times 312,96 \times 10^{-2} \times (270)^3}{384 \times 21000 \times 10^2} \rightarrow I_y = 954,8 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 312,96 \times 0,01 \times (270)^4}{384 \times 21000 \times 10^2 \times 925} = 0,11 \text{ cm} \leq 1,08 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifier}$$

On adopte le profilé **UPN160**, qui a les caractéristiques :

$GP = 18,8 \text{ kg/m}$
 $I_x = I_y = 925 \text{ mm}^4$
 $A = 12,6 \text{ mm}^2$
 $W_{ply} = 138 \text{ mm}^3$

b) La Classe de l'UPN160 :

✓ **La semelle :** $C = b/2 \rightarrow 65/2 = 32,5 \text{ mm}$

$C/t_f \leq 10\varepsilon \rightarrow 6,20 \text{ mm} < 10\varepsilon = 10 \rightarrow$ Donc la semelle est de **Classe 1**.

✓ **Ame :**

$d/t_w < 72\varepsilon = 72 \rightarrow$ Donc l'âme est de **classe 1**.
avec $\varepsilon = (235/f_y)^{1/2} = 1$

Donc la section globale étant de **classe 1**..... C V

c) Condition de la résistance :

$$qu = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 1,72 \text{ kN/m}^2.$$

On vérifie La condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{rd}$.
D'après le tableau 5.3.1 de l'Eurocode3 on a :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = 0,27 \text{ kN.m.}$$

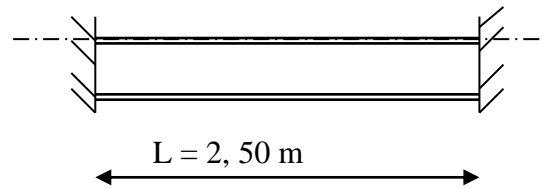
$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1,55 \times 10^{-6}}{1.1} = 0,331 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{C V}$$

Poutre palière profilé IPE 300 :

C'est une poutre assemblée sur la moitié des deux poteaux dans ce cas la longueur de la poutre est de 2,50m.

Les charges revenant sur la poutre palière sont :



✓ Murs extérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

✓ Evaluation des charges

Tableau 5.1 : Evaluation des charges revenant sur la poutre palière.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	2	0.40
2xBrique creuse	10	2x 0,9
Enduit intérieur en plâtre	1.5	0,30
Charge permanente totale	$G=2,50 \times 1,80 =$	4,50KN/m
Charge revenant du palier	$G=1,36 \times 1,25 =$	1,7KN/m
Surcharge d'exploitation	$Q = 2.50 \times 1,25 =$	3,125 KN /m

✓ La combinaison des charges à ELS :

$$q_s = 4,50 + 1,7 + 3,125 = 9,325 \text{ kN/m}$$

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} < f_{adm} \\ f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1cm \\ f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E} \\ \rightarrow I_y = 5889cm^4. \end{array} \right.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 9325 \times 0,01 \times (250)^4}{384 \times 21000 \times 10^2 \times 5889} = 0,38cm \leq 1cm$$

C'est vérifier

On adopte profilé **IPE 300**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$G=42,2 \text{ kg/ml}$$

$$I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

$$A= 53,8 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply}=628,4 \text{ cm}^3$$

b) La Classe de profilé UPN160 :

✓ **La semelle :** $C= b/2 \rightarrow C= 75 \text{ mm}$

$$C/t_f \leq 10\epsilon \rightarrow 7 \text{ mm} < 10\epsilon=10 \rightarrow \text{Donc la semelle est de Classe 1.}$$

✓ **Ame :**

$$d/t_w=35,01 < 72\epsilon=72 \rightarrow \text{Donc l'âme est de classe 1.}$$

avec $\epsilon=(235/f_y)^{1/2}=1$

Donc la section globale étant de **classe 1**..... Cv

c) Condition de la résistance :

Avec le poids du profilé 42,2kg/m

$$qu = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 1,35 \times (4,50+1,7+ 0,422) + 1,5 \times 3,125 = 13,63 \text{ kN/m.}$$

$$qs = (G+G_p) + Q = (4,50+1,7+ 0,422+3,125) = 9,747 \text{ kN/m}$$

On vérifie La condition de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{13,63 \times 2,50^2}{8} = 10,65 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 628,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 10,65 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{C V}$$

d) Condition du cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{13,63 \times (2;50)}{2} = 17,03 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 66,35 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C V}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd}$ → pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

2.1 Définition:

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse. Elle est conçue pour l'étanchéité et la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales. Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " W_P " est un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99** selon l'article du **6.2.3 RPA2003**.

2.2 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

2.3 Type d'acrotère :

Pour notre cas, nous avons un seul type d'acrotères sur le plancher terrasse inaccessible, ces dimensions sont adoptées d'après les plans de l'architecture comme elles sont montrées sur la **Figure 5.5**

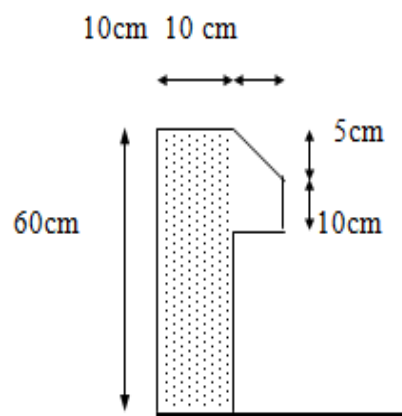


Figure 5.5 Type et dimension de l'acrotère

➤ **Evaluations de charges et surcharges :**

- Charge permanent

avec : $S_{\text{acrotère}} = (60 \times 10) + (10 \times 5) / 2 + (10 \times 10) \longrightarrow S_{\text{acrotère}} = 0.0725 \text{m}^2$

Poids de L'acrotère

W_p : Poids propre de l'acrotère + le poids d'enduit en ciment.

G : Poids propre de l'acrotère.

$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + 0.05 \times 0.1 / 2] \times 2500 = 1,81 \text{ kN/m}^1$

- Charge d'exploitation.....Q = 1 kN/m

a) Charges verticale :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W_p (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0725	1,81	0,16	1,97	1

Tableau 4.1. Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère

b) Charges horizontale (charge sismique) :

D'après le RPA 99, l'acrotère est soumise à une force horizontale due au séisme F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$RPA2003 (article 6.2.3).

Avec :

A: Facteur d'accélération sismique obtenu par le tableau 4.1 (RPA99)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 (Tableau 6.1 de RPA)

W_p : Poids de l'élément en considération.

Pour notre cas : Groupe d'usage3, Zone IIa (Orant) $\Rightarrow \begin{cases} A=0.15 \\ C_p=0.8 \end{cases}$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,97 \rightarrow F_p = 0,945 \text{ kN}$

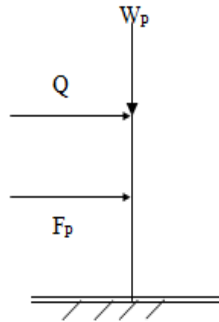


Figure 5.6 Sollicitations exercées sur l'acrotère

➤ **Calcul des sollicitations :**

a) **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum A_i \times \chi_i}{\sum A}$$

→ **$X_G = 0,07$ cm**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times \chi_i}{\sum A}$$

→ **$Y_G = 0,32$ cm .**

L'acrotère est soumise à au poids propre et la surcharge d'exploitation, le calcul se fait par une bande de 1m.

$$N_G = W_P = 1,97 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \Rightarrow M_G = 0$$

$$N_Q = 1 \quad \Rightarrow \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{Fp} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,945 \times 0,32 = 0,3 \text{ KN.m}$$

▪ **Combinaisons d'action à de l'acrotère à l'ELU :**

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L = 1.5 \times 0,945 \times 0.6 \quad M_u = \Rightarrow 0,85 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 1,97 \quad N_u = \Rightarrow 2,66 \text{ kN}$$

▪ **Combinaisons d'action à ELS:**

$$M_s = F_p \times L = 0,945 \times 0,6 \quad \Rightarrow \quad M_s = 0,57kN.m$$

$$N_s = W_p = 1,97 \quad \Rightarrow \quad N_s = 1,97kN$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, neige et température (variation). donc le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \cdot h = 100 \times 10$) cm².

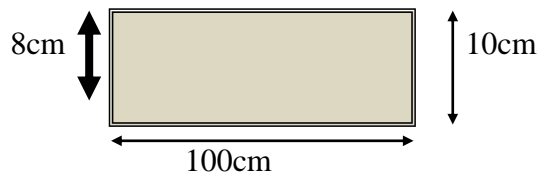


Figure 5.7 : Dimensions de la section a ferrillée.

➤ **Calcul du ferrailage :**

1. Ferrailage de résistance :

✓ **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,85}{2,66} = 0,32m = 32cm \\ e > \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m = 3cm \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad e_o > e$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures alors la section est partiellement comprimée (S.P.C), le calcul se fait a la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif

M_{uf} rapporté au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{uf} = N_u \left(e_o + \frac{h}{2} - c \right) = 2,66 \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,93kN.m$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,93 \times 0,001}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009. \\ \mu = 0,009 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A (A}' = 0) \end{array} \right.$$

Donc le diagramme passé par le pivot « A »

$$\xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - (1 - 2 \times \mu)^{1/2}] = 1,25 \times [1 - (1 - 2 \times 0,009)^{1/2}] \rightarrow \alpha = 0,0113$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha) = 0,08 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0113) = 0,0796 \text{ m} = 7,96 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times Z} = \frac{0,93 \times 0,001}{348 \times 0,0796} \Rightarrow$$

$$A_1 = 0,335 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0,335 \times 10^{-4} - \frac{2,66 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,263 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

✓ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] = \frac{0,23 \times 1 \times 0,08 \times 2,1}{400} = 9,66 \times 10^{-5}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_s < A_{min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{min}

On adopte : **4T8 = 2,01 cm².**

✓ **Armatures de répartition :**

Pour les armatures de répartition nous avons des barres de T8 avec $e = 20 \text{ cm}$
 $A_r = A / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$; On prend **3T8 = 1,51 cm²**

✓ **Espacement :**

Les armatures principales : $St \leq 100 / 4 \Rightarrow 25 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : **St=25 cm.**

Les armatures répartition: $St \leq 120 / 3 \Rightarrow 40 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : **St =40 cm.**

✓ **Vérification au cisaillement:**

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

$$V_u = F_p + Q = 1,5 (0,945 + 1) \Rightarrow V_u = 2,92 \text{ kN .}$$

$$1,5 F_p = 1,5 \times 0,945 = 1,417 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,92}{1 \times 0,08} = 36,5 \text{ kN} = 0,365 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 0,365 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{(pas de reprise de bétonnage)} \end{cases}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\xi_{es} = V_u / 0,9d \sum u_i \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Article A.6.1, 3).}$$

Avec :

$\sum u_i$: la Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 8 = \mathbf{100,48 \text{ m.}}$$

$$\xi_{es} = \underline{2920}$$

$$0,9 \times 80 \times 100,48 \quad \Rightarrow \quad \xi_{es} = 0,404 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\xi}_{es} = 0,6 \times \Psi^2 \times ft_{28} \text{ (RPA Article A.6.1, 21)}$$

ψ : le coefficient de scellement $\psi = 1,5$ Pour les HA

$$\bar{\xi}_{es} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa} \Rightarrow \xi_{es} < \bar{\xi}_{es}.$$

Pas de risque par rapport à l'adhérence.

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$D = 0,08 \text{ m}, N_s = 1,97 \text{ kN}, M_s = 0,57 \text{ kN.m}, : n = 1,6 \text{ pour aciers H.A.}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu t} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(23 f_e, 150 \eta)$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{(d - h)}{2} = \frac{0,57}{1,97} + (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,32 \text{ m}.$$

$e_1 > d$ "c" à l'extérieur de section.

$$c = 0,08 - 0,32 = -0,24 \text{ m}.$$

$$\begin{cases} y_{ser} = yc + c \\ yc^3 + p \times yc + q = 0 \end{cases}$$

Tel que ;

$$p = \frac{-3c^2 - 90A' \times (c - d')}{b} + \frac{90A \times (d - c)}{b}$$

$$\Rightarrow p = -3 \times (-0,24)^2 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 + 0,24)}{b} \Rightarrow p = -0,167 \text{ m}^2$$

1

$$q = -2c^3 + \frac{90A \times (d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (-0,24)^3 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 + 0,24)^2}{1} \Rightarrow q = 0,029 \text{ m}^2$$

On remplace le 'p et q' dans l'équation :

$$yc^3 + p \times yc + q = 0$$

$$yc^3 - 0,167 yc + 0,029 = 0$$

$$\text{Alors } yc = 0,41 \text{ m} \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0,41 - 0,24 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0,168 \text{ m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Calcul le moment statique de la section homogène réduit

$$\mu t = b \times y^2 - 15A \times (d - y) = 1 \times (0,172)^2 - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 - 0,172) \\ \Rightarrow \mu t = 0,02986 \text{ m}^3$$

$$\tau_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}^2}{\mu t} = \frac{1,81 \times 0,172^2}{0,02986} \Rightarrow \tau_{bc} = 1,793 \text{ MPA}$$

Avec

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{la contrainte de béton est vérifiée.}$$

$$\tau_s = \frac{15 \cdot N_{\text{ser}}(d - y_{\text{ser}})}{\mu t} = \frac{15 \times 1,81 \times (0,08 - 0,172)}{0,02986} = 0,084 \text{ MPA}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ La contrainte dans l'acier est vérifiée.

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des construction et par conséquent les vies humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

1. Méthodes statiques équivalentes :

1.1. Généralité :

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifie les conditions imposées par le RPA 99 :

- ✓ La symétrie en plan.
- ✓ la hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixé par le règlement (65 m en zone I et
- ✓ La régularité des formes planes en plan et en élévation.

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultants de la considération de système de force fictive.

1.2. Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- Avec :
- A** : coefficient de la zone (**tableau 4 -1 de RPA**) ;
 - D** : facteur d'amplification dynamique ;
 - Q** : facteur de qualité (**tableau 4 -4 de RPA 99**) ;
 - R** : coefficient de comportement (**tableau 4 -3 de RPA 99**) ;
 - W** : poids totale de la structure.

1.2.2. Résultante de force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

Article 4-6-3 RPA 99.

2- Calcul de la force sismique :

- ✓ **Coefficient d'accélération de la zone A :**

A : donné par le **tableau 4 – 1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est ORAN classée comme zone IIa dans la carte sismique

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	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

{ Zone IIa
 Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)

→ Donc **A=0,15**.

✓ **Coefficient de comportement R :**

D'après le **tableau 4-3** de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est :

Suivant la description du system de contreventement.

Donc **R=4**(ossature contreventée par palées triangulées en X)

✓ **Facteur de qualité Q :** (tab 4-4 de RPA99) Il est donné par l'expression

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^n P_{q_i}$$

Critère « q »	P.q.	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau 4- 4 : Valeurs des pénalités Pq115

$$\Rightarrow \begin{cases} Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=n} p_q \\ Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$$

✓ **Pourcentage d'amortissement critique ξ :**

	Portique		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 5\%$ (portiques acier remplissage dense)

✓ **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{5 + 2}} = 1,00 > 0,7$$

✓ **Période fondamentale de la structure :**

Selon le tableau 4 – 6 de RPA 99 $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$

H : la hauteur de bâtiment = 22,2 m

L : Longueur de bâtiment dans le sens de l'action sismique, **L_x** = 30,3 m .

L_y = 14, 29 m

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T_x = (0,09 h) / \sqrt{L_x} = 0,36 \text{ s} \\ T_y = (0,09 h) / \sqrt{L_y} = 0,52 \text{ s} \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,51 \text{ s} \end{array} \right.$$

On prend : $T = T_{\min} = 0,36 \text{ s}$

CT : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie $\rightarrow CT = 0,05$

et est donné par (le tableau 4.6 du RPA99/version2003 **art 4.2.4**)

✓ **Le facteur D :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7** de RPA 99.

$$\text{(Site S3)} \quad T_2=0,5 \text{ sec} \rightarrow 0 < T = 0,36s < T_2 = 0,5s \rightarrow D = 2,5\eta = 2,5$$

✓ **Poids total de la structure W_t :**

D'après le RPA 99 le poids total de la structure :

$$W_t = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

Le coefficient β est donné par le **tableau 4 – 5 de RPA 99 modifier2003**

$\beta = 0,2$ (le bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés)

Plancher terrasse :

- Poids plancher $491 \times (30,3 \times 14,29) = 212,6 \text{ t}$
- Poids Poteau HEA 300..... $88,3 \times 3,6/2 \times 24 = 3,81 \text{ t}$
- Poids poutre principale IPE400..... $(5,6 \times 66,3 \times 12) + (1,9 \times 66,3 \times 6) = 5,21 \text{ t}$
- Poids poutre secondaire IPE240..... $6 \times 30,7 \times 20 = 3,68 \text{ t}$
- Poids solive IPE 220 $45 \times 26,2 \times 6 = 7,07 \text{ t}$
- Mur (e =30cm, $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$) $0,3 \times 140/2 \times 295,072 = 61,96 \text{ t}$
- Acrotère..... $0,1 \times 0,6 \times 2,5 \times 89,18 = 13,38 \text{ t}$
- 20% de surcharge..... $0,2 \times 100 \times (30,3 \times 14,29) = 8,65 \text{ t}$

$$W_{\text{terrasse}} = \Sigma W_i = 316,36 \text{ t}$$

Plancher étage courant :

- Poids plancher385× 432,98 = 166,7 t
- Poids poteau HEA300.....88,3× 3.6 × 24 = 7,62 t
- Poids poutre principale IPE 400..... 5,21t
- Poids poutre secondaire IPE240.....3,68 t
- Poids solive IPE 220.....7,07 t
- Mur (e = 30cm)..... 0,3× 1400 × 295,072 = 123,93 t
- 20% de surcharge.....0, 2× 250 × 432,98 = 21,64 t

$$W_{\text{étage}} = \Sigma W_i = 335,85 \text{ t}$$

Donc $W_T = W_{\text{terrasse}} + 5W_{\text{étage}} \longrightarrow W_T = 1995,61 \text{ t}$

• **Calcul de la force sismique totale :**

$$V_x = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,15 \times 2,5 \times 1995,61/4 = 215,15 \text{ t}$$

$$V_y = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,25 \times 2,5 \times 1995,61/4 = 233,86 \text{ t}$$

2-3-2 distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \Sigma F_i \quad (\text{art 4.2.5 RPA99})$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0.07TV & \text{si } T \geq 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{array} \right.$$

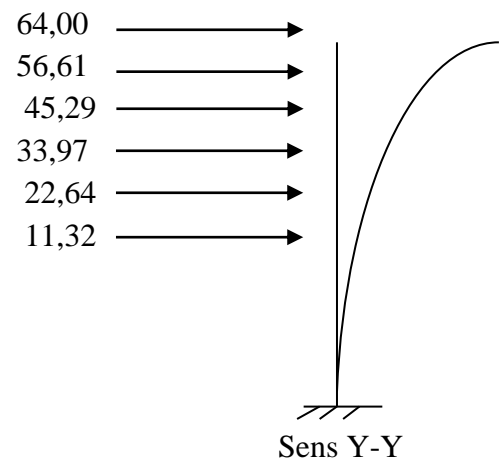
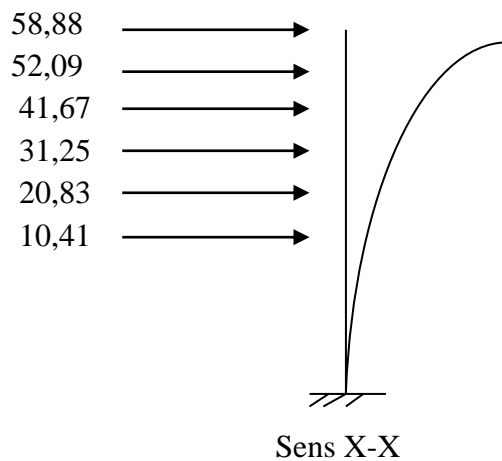
On a : $T = 0,36s \leq 0,7s \longrightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i h_i} .$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant pour les deux sens:

Niveau	W_i	h_i	$W_i h_i$	$\sum W_i h_i$	$F_{ix} (t)$	$F_{iy} (t)$
5	316,36	21,6	6833,37	24969,27	58,88	64,00
4	335,85	18	6045,30	24969,27	52,09	56,61
3	335,85	14,4	4836,24	24969,27	41,67	45,29
2	335,85	10,8	3627,18	24969,27	31,25	33,97
1	335,85	7,2	2418,12	24969,27	20,83	22,64
RDC	335,85	3,6	1209,06	24969,27	10,41	11,32



- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \sum S_i X_i / \sum S_i = 15,15 \text{ m}$$

$$Y_G = \sum S_i Y_i / \sum S_i = 7,145 \text{ m}$$

- Calcul du centre de torsion :

$$X_t = \sum I_{yi} X / \sum I_y = 15,15 \text{ m}$$

$$Y_t = \sum I_{xi} Y / \sum I_x = 7,145 \text{ m}$$

- **Excentricité :**

$$e_x = X_G - X_t = 0$$

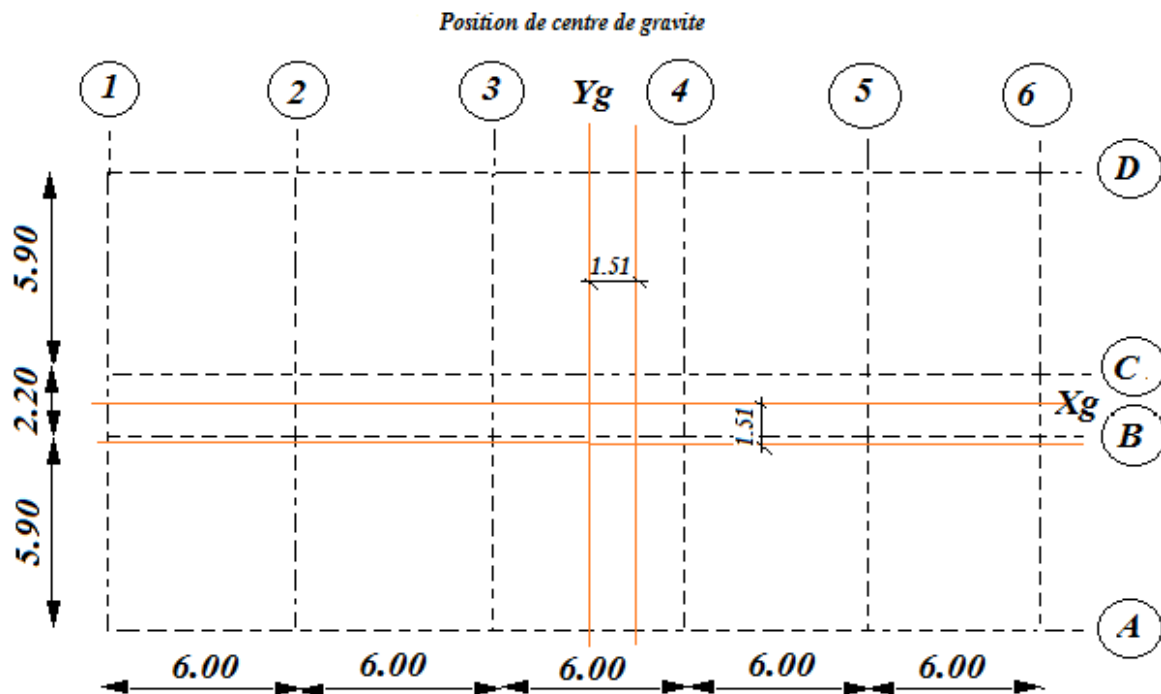
$$e_y = Y_G - Y_t = 0$$

- **Excentricité accidentelle :**

$$e_a = 5\% L_{\max} \quad (L : \text{la plus grande dimension en plan})$$

$$e_a = 0,05 \times 30,3 = 1,51 \text{ m}$$

$$e_a = \max(e_x; e_y; e_a) = 1,51 \text{ m}$$

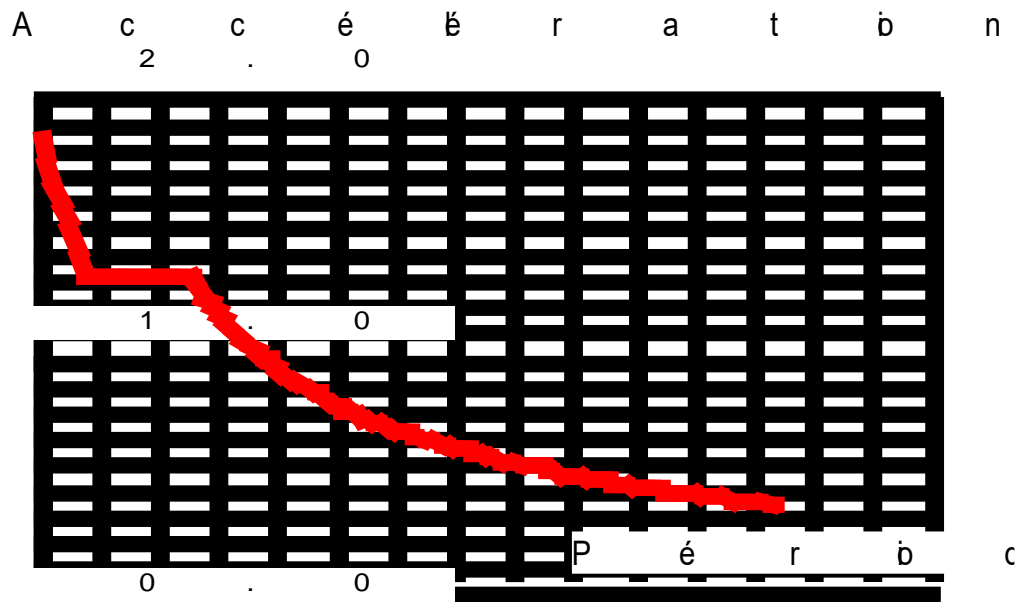


3. Méthodes dynamique modale spectral :

3.1 Généralité :

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.

3.2 Spectre de réponse de calcul :



3.3 Nombre des modes considérer (RPA99 /V2003)

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Cas /Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,86	0,00	76,99	0,00	76,99
3/ 2	0,70	77,16	76,99	77,16	0,00
3/ 3	0,67	77,16	76,99	0,00	0,00
3/ 4	0,35	87,80	77,00	10,64	0,01
3/ 5	0,32	89,82	77,00	2,02	0,00
3/ 6	0,32	89,82	77,00	0,00	0,00
3/ 7	0,31	90,63	77,00	0,81	0,00
3/ 8	0,31	90,92	77,00	0,29	0,00
3/ 9	0,31	90,99	77,00	0,07	0,00
3/ 10	0,31	90,99	77,00	0,00	0,00
3/ 11	0,31	90,99	77,00	0,00	0,00
3/ 12	0,31	90,99	77,00	0,00	0,00
3/ 13	0,31	90,99	77,00	0,00	0,00
3/ 14	0,30	90,99	77,00	0,00	0,00
3/ 15	0,25	90,99	93,76	0,00	16,76

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les 90% dans le 15^{ème} mode avec une participation de masse égale a 90,99% dans le sens x et de 93,76% dans le sens -y.

- **calcul de la force sismique dynamique V_{dyn} :**

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V / V_t$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- **Effort sismique dans le sens X, $V_{dyn} = 1595,59$ KN**

$$159,559 < 0,8 \times 215,15 = 172,12 \rightarrow \text{C. N. V}$$

$$\frac{0.8V}{V_{dyn}} = 1,08$$

Donc on a :

$$V_{dyn,corr} = 172,323t > 172,12t \rightarrow \text{C. V}$$

- **Effort sismique dans le sens Y, $V_{dyn} = 1541,31$ KN**

$$154,131 < 0,8 \times 233,86 = 187,088 \Rightarrow \text{C. . N. V}$$

$$\frac{0.8V}{V_{dyn}} = 1,214$$

Donc on a :

$$V_{dyn,corr} = 187,115t > 187,088t \rightarrow \text{C. V}$$

- **Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante:

$$\delta k = R \cdot \delta e k$$

Avec : **R** : coefficient de comportement égal à 4.

$\delta e k$ = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à

$$\Delta.k = \delta k - \delta k -1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$
RDC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	< 3,6
1 ^{ère} étage	0,2	0,8	0,8	0,4	1,6	1,6	< 3,6
2 ^{ème} étage	0,5	2,0	1,2	0,9	3,6	2,0	< 3,6
3 ^{ème} étage	0,9	3,6	1,6	1,5	6,0	2,4	< 3,6
4 ^{ème} étage	1,2	4,8	1,2	2,1	8,4	2,4	< 3,6
5 ^{ème} étage	1,5	6,0	1,2	2,7	10,8	2,4	< 3,6
	1,7	6,8		3,1			

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.

Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

1 Vérification des poteaux

a. Poteaux HEA 300 (5^{ème} étage)

1. Vérification du flambement

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{CCM97, 5.51})$$

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M_3^{\max} = 94,79 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_2^{\text{corr}} = 5,79 \text{ KN.m} \quad N^{\text{Corr}} = 510,00 \text{ KN}$$

Détermination de la longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{(1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2)) - 0.12(\eta_1 \eta_2)}{(1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2)) + 0.6(\eta_1 \eta_2)}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

$$K_{\text{poteaux}(300)} = \frac{22930}{360} = 60,34 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poteaux}(300)} = \frac{33090}{300} = 87,08 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(l=6,0)} = \frac{23130}{600} = 38,55 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(l=5,90)} = \frac{23130}{590} = 57,82 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,556$$

$$\eta_2 = 0,605$$

$$L_{fy} = 620,13 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = L = 380,0 \text{ cm}$$

• Calcul de χ_{\min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{620,13}{13,58} = 45,66$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{380}{7,49} = 50,73$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = 0,54$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\text{Et} \quad \phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\text{Avec} \quad \alpha_y = \alpha_z = 0,21$$

$$\Rightarrow \phi_y = 0,6466 \quad \text{et} \quad \phi_z = 0,8770$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,9285 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,9113 \quad \Rightarrow \chi_{\min} = 0,9113$$

• Calcul de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais:} \quad k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times \left((2 \times \beta_{My}) - 4 \right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{mais:} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec: β_{My} : «facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7 \cdot \varphi \quad \text{Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{47,78}{94,79} = 0,504$$

Avec :

$$W_{ply} = 1628,0 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad W_{ely} = 1479,0 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\beta_{My} = 1,447$$

$$\mu_y = -0,437 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 + \frac{0,437 \times 510,0 \times 10^3}{0,9113 \times 12440 \times 235} = 1,082 < 1,5 \Rightarrow K_y = 1,082$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M\varphi} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \quad \text{Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{3,02}{5,79} = 0,521$$

Avec

$$W_{ply} = 709,7 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad W_{ely} = 465,7 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\beta_{Mz} = 1,434$$

$$\mu_z = -0,087 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_z = 1 + \frac{0,087 \times 510,0 \times 10^3}{0,9113 \times 12440 \times 235} = 1,017 < 1,5 \Rightarrow K_z = 1,017$$

• **Vérification**

$$\frac{510,0 \times 10^3}{0,9113 \times 12440 \times 235 / 1,1} + \frac{1,082 \times 5,79 \times 10^6}{1628000 \times 235 / 1,1} + \frac{1,017 \times 94,79 \times 10^6}{709700 \times 235 / 1,1} = 0,86 < 1$$

⇒ condition vérifiée

2. Vérification du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{CCM 97,5.52})$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Où :

$\beta_{M,LT}$ est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 1,447$$

$$\mu_{LT} = 0,033 \leq 0,90 \text{ (OK)}$$

$$K_{LT} = 1,01 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

• **Calcul de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 44,51$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{44,51}{93,9} = 0,47$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,64$$

Donc: $\chi_{LT} = 0,932 < 1$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M\varphi} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \quad \text{Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{3,02}{5,79} = 0,52$$

avec :

$$W_{ply} = 1628 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{ely} = 1479 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \mu_z = -0,51$$

$$K_z = 1,10$$

• Vérification

$$\frac{510,0 \times 10^3}{0,9113 \times 12440 \times 235 / 1,1} + \frac{1 \times 5,79 \times 10^6}{0,932 \times 1628000 \times 235 / 1,1} + \frac{1,1 \times 94,79 \times 10^6}{709700 \times 235 / 1,1} = 0,91 < 1$$

\Rightarrow condition vérifiée

b. Poteaux HEA 300 (2^{ème} étage)

1. Vérification du flambement

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{CCM97, 5.51})$$

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M_3^{\max} = 91,63 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_2^{\text{corr}} = 6,14 \text{ KN.m} \quad N^{\text{Corr}} = 1064,05 \text{ KN}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Profilé	l_f / l_0		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEA 300	1,685	1,00	0,9098	0,164	1,035	0,94	Vérifiée

Tableau 7.1. Valeurs calculées

2. Vérification ou déversement

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{CCM 97,5.52})$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Profilé	Les coefficients				Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	χ_z	χ_{LT}	K_z	K_{LT}		
HEA 300	0,9098	0,9311	1,18	1,00	1,03	Non vérifiée

Tableau 7.2. Valeurs calculées

• Remarque

Les poteaux HEA 360 sont non acceptables pour le 2^{ème} niveau, il faut donc augmenter la section des poteaux.

On prend : **HEB 360**

Le tableau ci-dessous regroupe tous les résultats calculés manuellement :

Profilé	Les coefficients				Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	χ_z	χ_{LT}	K_z	K_{LT}		
HEB 300	0,9113	0,9365	1,14	1,00	0,79	vérifiée

Tableau 7.3. Valeurs calculées

c. Vérification des poteaux du sous sol

Le poteau le plus sollicité dans le sous sol sera vérifié en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35G+1,5Q**

1. Vérification du flambement

Les efforts repris par le poteau sont :

$$N^{\max} = 2436,61 \text{ KN} ; \quad M_2^{\text{corr}} = 42,03 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_3^{\text{corr}} = 81,55 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Profilé	l_f / l_0		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEA 400	1,393	1,00	0,8919	1,067	1,075	1,36	Non vérifiée

Tableau 7.4. Valeurs calculées

• Remarque

Les poteaux HEA 400 sont non acceptables pour le 2^{ème} niveau, il faut donc augmenter la section des poteaux.

On prend : **HEB 450**

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Profilé	l_f / l_0		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEB 450	1,53	1,00	0,8916	1,039	1,053	0,96	Vérifiée

Tableau 7.5. Valeurs calculées

2. Vérification ou déversement

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Profilé	Les coefficients				Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	χ_z	χ_{LT}	K_z	K_{LT}		
HEB 450	0,8916	0,9235	1,27	0,99	0,98	Vérifiée

Tableau 7.6 : Valeurs calculées

• Récapitulation

Finalement, les profilés adoptés sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Etages	Profilées
RDC AU 5 ^{ème}	HEA 300

Tableau 7.7 : Les profilés finaux

• Remarque

La valeur maximale du moment, obtenue après l'étude dynamique dans les poutres, est inférieure à celle calculée manuellement dans le chapitre II et vérifiée, donc la vérification des poutres n'est pas nécessaire.

3. Vérification des contreventements

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

Compression simple : (EC3.art.5.5.1.1. (1))

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

b. Traction simple EC3.art.5.4.3.(1))

$$N_{sd} \leq N_{PLRD} = A \times f_y / \gamma_{m0}$$

Vérfications à la compression simple

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd}^{com} = 406,88 \text{ kN} \\ N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1} \end{array} \right.$$

$$A = 48,0 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 6,21 \text{ cm}$$

$$i_z = 1,89 \text{ cm}$$

$$L = 7,21 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = 721/6,21 = 116,10 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,24 \\ \lambda_z = 721/1,89 = 381,48 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 4,06 \end{array} \right.$$

- On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

• Remarque

Pour les sections en [la courbe de flambement est " C":

$$\bar{\lambda}_y = 1,24 \Rightarrow \chi = 0,4338$$

Donc:

$$N_{sd} = 406,88 \text{ kN} \leq N_R = 0,4338 \times 1 \times 48 \times 10^2 \times 235 / 1,1 = 444,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• Vérfications à la Traction simple:

$$N_{sd} = 513,45 \text{ kN} \leq N_{PLRD} = 48 \times 10^2 \times 235 / 1 = 1128 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

CHAPITRE 08

ETUDE DES ASSEMBLAGES

Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- ✓ Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants ;
- ✓ Les abouts des éléments structurels liaisonnés ;
- ✓ Les pièces accessoires de liaison ;
- ✓ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

1.1 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- ✓ Soit bout a bout (éclissage, rabotages) ;
- ✓ Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés) ;

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux. Parmi les assemblages on distingue deux types :

- **Les assemblages articulés**, ce type transmet uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- **Les assemblages rigides**, ce type transmet en plus de l'assemblage articulé les différents moments internes.

Dont notre bâtiment nous avons étudié les types d'assemblage suivants :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont:

- Poutre- solive (IPE400-IPE220) ;
- Poteau - poutre (HEA300 –IPE 400) ;
- Poteau – poteau (HEA300-HEA300) ; Raboutage
- Poteau-diagonale (HEA300-2UPN160) ;
- Poteau- sablière (HEA300-IPE 240) ;
- Contreventements ;
- Les pieds de poteaux (HEA300) ;
- Les pieds d'escalier.

1.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

- ✓ Le rivetage ;
- ✓ Le boulonnage ;
- ✓ Le soudage ;
- ✓ le collage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- ✓ Le fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.
- ✓ le fonctionnement par adhérence : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

2. Calcul des différents assemblages

2.1 Poutre principale IPE400 – Solive IPE220

L'assemblage sera réalisé à l'aide de deux (02) cornières L 80x80x8 qui relient l'extrémité de la solive IPE220 avec l'âme de la poutre principale IPE400, avec une file verticale de deux boulons ordinaire non précontraints,

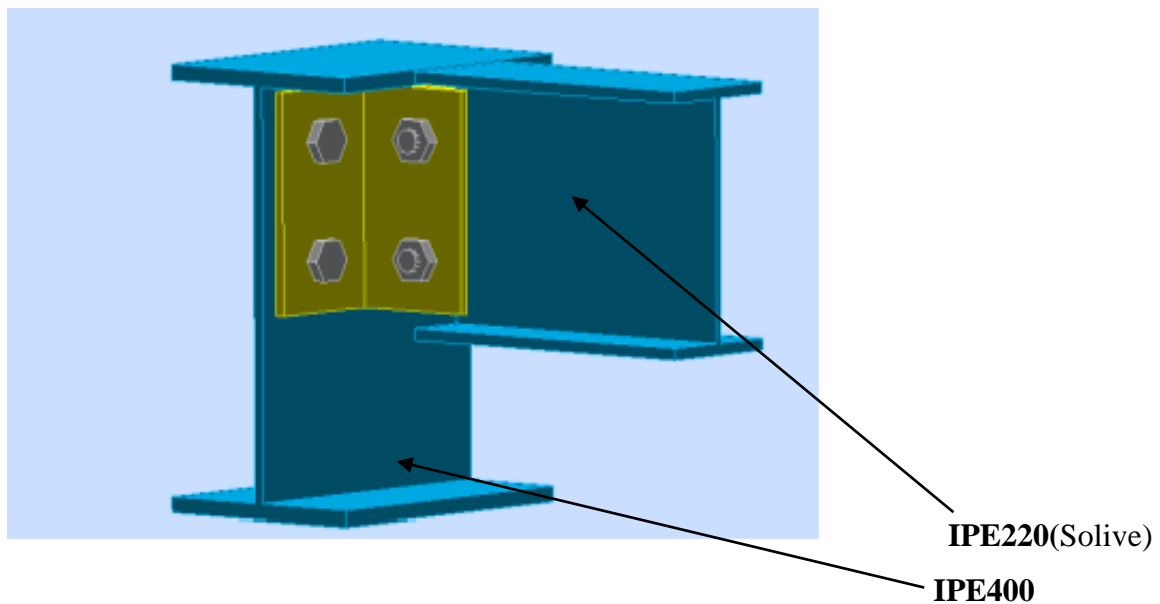


Figure 8.1 : Assemblage Poutre principale - Solive

✓ Caractéristiques des éléments d'assemblage

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{sd} = 97,13\text{kN}$. Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 4x8 caractérisé par :

$F_{yb} = 320\text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 400\text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

On choisit un double cornier (L 80x80x8).

Solive IPE220 ;

Poutre principale IPE400.

2.2 . Dimensionnement des boulons

✓ Coté solive

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,rd} = 0,6 f_{ub} \times A_S / \gamma_{m2} \quad \text{avec } \gamma_{m2} : 1,25 \text{ (résistance au cisaillement) .}$$

Le nombre de boulon $n=2$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

$$F_{V,sd} = V_{sd}/np \rightarrow F_{V,sd} = 97,13\text{kN}/2 \times 2 \rightarrow F_{V,sd} = 24,28\text{kN}.$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} = 0,6 f_{ub} \times A_S / \gamma_{m2} \Rightarrow A_S \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_S \geq 12,65\text{mm}^2$$

Soit des boulons ordinaires de types M(16) avec $A_S = 157\text{mm}^2$.

✓ Coté poutre principale

On choisit le même type des boulons M(16) .

✓ Disposition géométrique

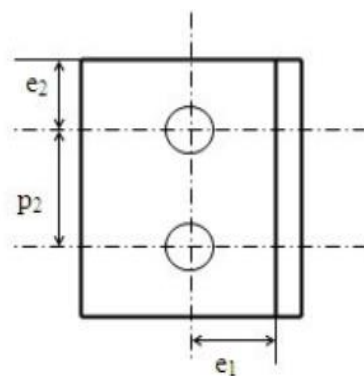


Figure 8.2 : Disposition des boulons

$$3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \quad P_2 = 70\text{mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_1 = 40\text{mm}$$

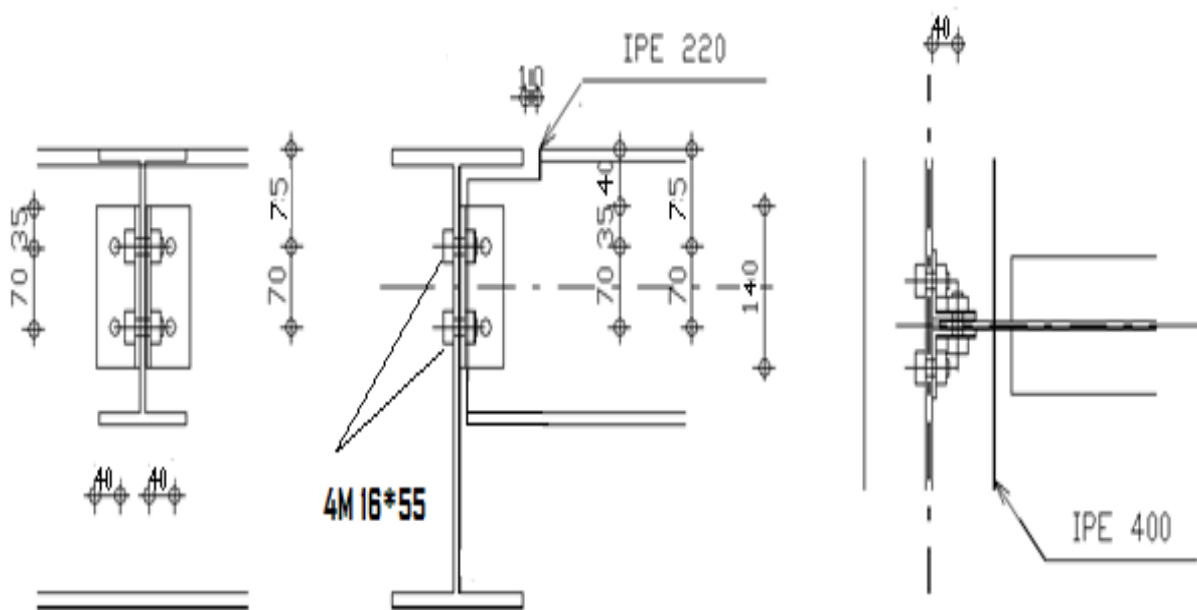


Figure 8.3 : Détail d'assemblage Poutre principale – Solive

2.3. Vérifications nécessaires

Assemblage trop long : Assemblage long $L \Rightarrow \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 70 \text{ mm}$$

$15d = 240 \text{ mm} > L = 70 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long.

✓ La pression diamétrale

✓ On doit vérifier que:

$$F_{v, sd} \leq F_{b, rd} = 2,5 \times \alpha \times F_u \times d \times t_p / \gamma_{m2} \Rightarrow$$

$$F_u = 360 \text{ daN} / \text{mm}^2. \gamma_{m2} = 1,25, d = 16 \text{ mm}, d_0 = 17 \text{ mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 8 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,78$$

$$F_{b, rd} = 2,5 \times 0,78 \times \frac{360 \times 16 \times 8 \times 10^{-3}}{1,25} = 71,88 \text{ kN}.$$

$$F_{v, sd} = 24,28 \text{ kN} \leq F_{b, rd} = 71,88 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{C V.}$$

✓ **Vérification des boulons au cisaillement**

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant V_{sd} ainsi que le moment local d'excentrement : $M_e = V_{sd} \times e$.

L'effort maximal résultant $F_{r,sd}$ repris par chaque boulon est donné par la relation suivante :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} .$$

Avec: $F_{V,sd} = 58,18\text{KN}$; $F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e}$ (pour $n = 2$).

V_{sd} : Effort fléchissant vertical ;

$F_{r,sd}$: Effort de cisaillement résultant de calcul par boulon ;

$F_{h,sd}$: Effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement ;

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement vertical par boulon ;

d_e : Distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;

n : Nombre des boulons ;

e : Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre maîtresse.

AN : $V_{sd} = 97,13\text{kN} \rightarrow F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{97,13}{2} = 48,56\text{KN}$.

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e} = \frac{97,13 \times 35}{150} = 22,664\text{KN} \quad (\text{avec } d_e = 150\text{mm})$$

d'où : $F_{r,sd} = \sqrt{48,56^2 + 22,664^2} \rightarrow F_{r,sd} = 53,58\text{kN}$.

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2 F_{v,rd}$$

$F_{v,rd}$ = résistance de calcul de cisaillement par boulon ;

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \times A_s / \gamma_{m2} = 20,24\text{KN} \dots\dots\dots \text{C V}.$$

✓ **Cisaillement du bloc**

Le cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff\ rd}$ (art 5.5.2.2; EC 3),

$$F_{eff, rd} = \frac{f_y \times A_{v,eff}}{\sqrt{3} \times \gamma}$$

Avec :

$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement $A_{v,eff} = t L_{v,eff}$;

$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$ mais $L_{v,eff} < L_3$;

$L_1 = a_1 = e_2 = 35\text{mm}$;

$L_2 = (a_2 - k d_0, t)(f_u / f_y)$;

d_0, t : Taille des trous le long de la ligne tendue ;

$t = 5\text{ mm}$: Epaisseur de l'âme ;

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons,

Donc : $L_2 = 28\text{mm}$;

$L_v = P_2 = 70\text{mm}$

$L_{v,eff} = 93,03\text{mm}$

$A_{veff} = 485,15\text{ mm}$

$V_{eff\ rd} = 59,839\text{kN} > V_{sd}$ Pas de risque de cisaillement du bloc. (Condition vérifiée)

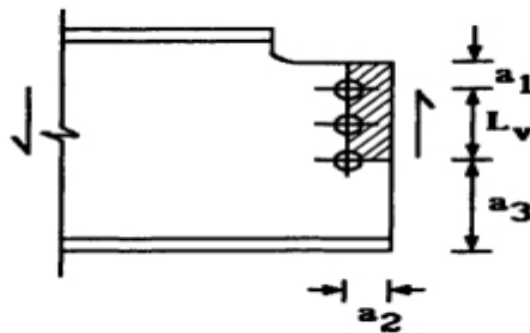


Figure 8.4 : schéma de cisaillement du bloc

3. Assemblage poteau HEA300 -poutre principale IPE400

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en IPE400 et poteau en HEA300, il sera réalisé sous les efforts maximaux, la combinaison G+Q+1,2EX suivant le logiciel ROBOT.

$$N_{sd} = 216,1 \text{ KN};$$

$$V_{sd} = 155,03 \text{ KN};$$

$$M_{sd} = 65,19 \text{ KN.m.}$$

Cet de l'assemblage s'est porté sur Le choix suivant :

- ✓ Boulons HR 22 de classe 10x 9 caractérisé par :

$$F_{yb} = 900 \text{ Mpa}; \quad F_{ub} = 1000 \text{ Mpa.}$$

- ✓ Nombre de boulons : 4 boulons par file ;

Dimensions de la platine :

- ✓ Dimensions de la platine : 520X230 ;

- ✓ Epaisseur de la platine $t=25\text{mm}$.

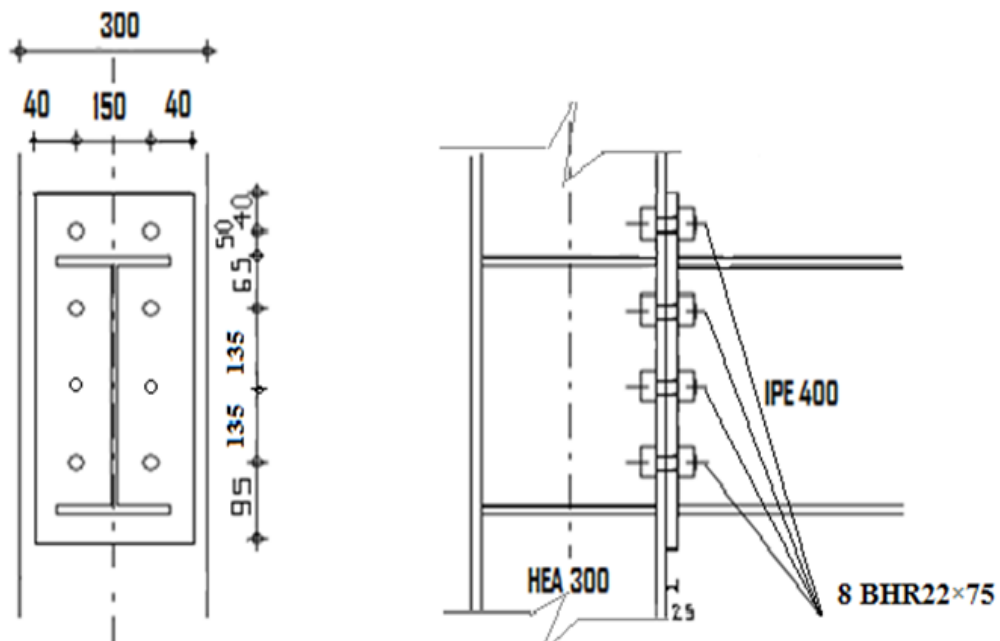


Figure 8.5 : Assemblage poteau – poutre par une platine.

3.1 Assemblage poteau-platine

✓ Disposition des boulons :

Soit les boulons HR 22 de classe 10x 9, disposés comme l'indique la figure sur une platine (520x230 x25) mm.

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \Rightarrow p_1 = 135 \text{ mm ;}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow P_2 = 135\text{mm ;}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_2 = 65\text{mm ;}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_1 = 40\text{mm.}$$

✓ Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures soit :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 450 \text{ mm}$$

$$d_2 = 335\text{mm}$$

$$d_3 = 200 \text{ mm}$$

$$d_4 = 65\text{mm}$$

$$\Rightarrow \sum d_i^2 = 358950\text{mm}^2$$

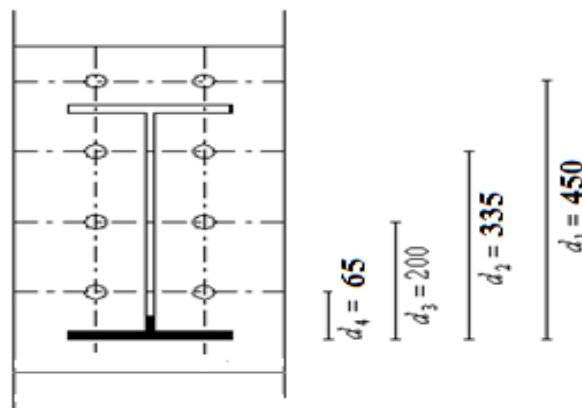


Figure 8.6 : Disposition des boulons dans l'assemblage poteau –poutre

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_1^2} = 46,04 \text{ kN}$$

$$\sum d_1^2$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_2^2} = 38,60 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_3^2} = 30,77 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M \times d_4}{\sum d_4^2} = 26,90 \text{ kN}$$

Avec $M_{sd} = 65,19 \text{ KN.m}$.

✓ Résistance des boulons à la traction

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n \times F_{b,rd}$$

Avec : $F_{b,rd} = 0,7 f_{ub} \times A_s$

$F_{b,rd}$: Résistance de calcul de traction par boulon ;

f_{ub} : La résistance à la traction des boulons égale à 800 Mpa pour les boulons ;

$A_s = 115 \text{ mm}^2$: section du boulon dans la partie non fileté ;

n : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{b,rd} = 0,7 f_{ub} \times A_s \rightarrow F_{b,rd} = 80,5 \text{ KN}$$

$$N_1 = 46,04 \text{ KN} \leq n \times F_{b,rd} = 2 \times 80,5 = 161 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Résistance de l'assemblage au moment fléchissant

Le moment fléchissant extérieur M_e appliqué à l'assemblage est la somme du moment

M_{sd} et un moment M_N , engendré par l'effort de traction N_{sd} , qui vaut :

$$M_N = \frac{N_{sd} \times (h - t_f) \times b \times t_f}{A}$$

h : hauteur du profilé IPE300 ;

b : largeur du profilé IPE300 ;

t_f : épaisseur de la semelle ;

A : air de la section totale.

Donc le moment fléchissant extérieur M_e , appliqué à l'assemblage est:

$M_e = M_{sd} + M_N$; avec $N_{sd} = 216,1$ KN; $t_f=10,7$ mm ; $M_{sd} = 65,19$ KN.m,
 $b=150$ mm ; $h=300$ mm.

$$M_e = 65,19 + \frac{216,1 \times (0,3-0,0107) \times 0,15 \times 0,0107}{53,8 \times 10^{-4}} \rightarrow M_e = 83,38 \text{KN.m}$$

Moment résistant effectif de l'assemblage

Il est donné par :

$$M_{rd} = \frac{n \times F_{b,rd} \times \sum d_i^2}{d_1} \rightarrow M_{rd} = \frac{2 \times 80,5 \times 358950}{0,450} = 128,42 \text{KN.m}$$

Il faut vérifier que

$$M_e \leq M_{rd} \rightarrow M_e = 83,38 \text{KN.m} \leq M_{rd} = 128,42 \text{KN.m} \dots \text{CV.}$$

✓ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_{sd}/n \leq F_{v,rd}$$

n: est le nombre total des boulons.

L'effort de cisaillement de calcul par boulon égale :

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 10^{-3} \times 115}{1,25} = 46 \text{kN}$$

Donc:

$$V_{sd}/n = 155,03/8 = 19,38 \leq F_{v,rd} = 46 \text{kN} \dots \text{CV.}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau en traction**

✓ Il faut vérifier que :

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} ; \rightarrow F_v = \frac{M_{sd}}{(h-t_f)_{poutre}}$$

Largeur efficace de l'âme du poteau : $b_{eff} = 150$ mm.

L'épaisseur de l'âme du poteau : $t_{wc} = 11,5$ mm

L'épaisseur de la semelle de la poutre : $t_f = 10,7$ mm

$$F_t = 368,52 \text{kN.}$$

$$F_v = 65,19 / (300-10,7) \times 10^{-3} \text{ poutre} \rightarrow F_v = 225,34 \text{ kN.}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau en compression**

Il faut vérifier :

$$F_c < F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = f_y \times t_{wc} \left(1,25 - 0,5 \gamma_{m2} \times \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}} ; F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau donnée par :

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} ;$$

$$\sigma_n = \frac{155,03}{178} + \frac{65,19}{3216} = 0,89 \text{ kN/mm}^2.$$

$$F_{c,rd} = 235 \times 10^{-3} \times 11,5 \left(1,25 - 0,5 \times 1,1 \times \frac{0,89}{23,5} \right) \times \frac{150}{1,1} = 452,98 \text{ kN.}$$

$$F_c = \frac{155,03}{0,15} = 1033,5 \text{ kN} \geq F_{c,rd} = 452,98 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

→ $F_c \geq F_{c,rd}$: On doit mettre choisi un raidisseur d'épaisseur supérieur ou égale à l'épaisseur de la semelle du poteau (ép=11,5mm).

Donc les raidisseurs d'épaisseur t= 20mm.

3.1 Assemblage platine – poutre

La réalisation de cet assemblage platine et poutre est au moyen de cordon de soudure. D'où le moment est supposé équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

De même l'effort tranchant est reprise par les cordons d'attaches de l'âme.

3.2 Calcul des gorges de soudure

✓ Gorge reliant l'âme

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 10\text{ mm}$

✓ Gorge reliant la semelle

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_f$$

donc on prend $a = 10\text{mm}$

3.3 Distribution des efforts sur les différents cordons

✓ Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend $V_{sd} / 2$

$$F_{w,sd} = V_{sd} / 2 = 77,51\text{kN}$$

La longueur du cordon : $L_w = h - 2t_f = 278,6\text{ mm}$

✓ Cordon semelle platine

La longueur du cordon : $L = 2b - t_w = 312,5\text{mm}$.

chaque cordon reprend $F_{w,sd}$

avec :

$$F_{w,sd} = \frac{M_{sd}}{2(h - t_f)} = 225,34\text{ KN}.$$

Vérification

✓ Cordon âme – platine

$$F_{w,sd} \leq F_{w,rd}$$

$F_{w,rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \quad ; \quad \text{la nuance d'acier utilisé est S235 donc } \left\{ \begin{array}{l} B=0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{array} \right.$$

$$F_{w,rd} = 289,52\text{KN}.$$

$$F_{w,sd} = 225,34 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 289,52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Cordon semelle – platine**

$$F_{w,sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{4 \times 312,5 \times 360 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 259,30 \text{ kN}$$

$$F_{w,sd} = 225,34 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 259,30 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

4. Assemblage poteau HEA300 - poteau HEA300

L'assemblage sera prie par la soudure a=8 mm

L'effort à prendre en considération sous la combinaison G+Q+1,2 EX

$$M_{sd} = 45,03 \text{ KN.m.}$$

$$N_{sd} = 1479 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 238,7 \text{ KN}$$

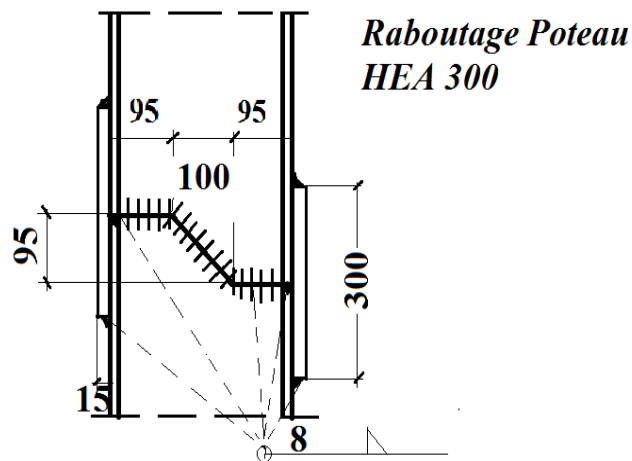


Figure 8.7 : Assemblage poteau HEA300 - poteau HEA300(Raboutage)

5. Assemblage des éléments de contreventements :

5.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique :

5.1.1 Assemblage des diagonales pour palée de stabilité:

Profils : 2UPN 160

$$d_0 = 13 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} A = 113 \text{ mm}^2 \\ A_s = 84.3 \text{ mm}^2 \\ f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$N_{sd} = 513.45 \text{ KN}$$

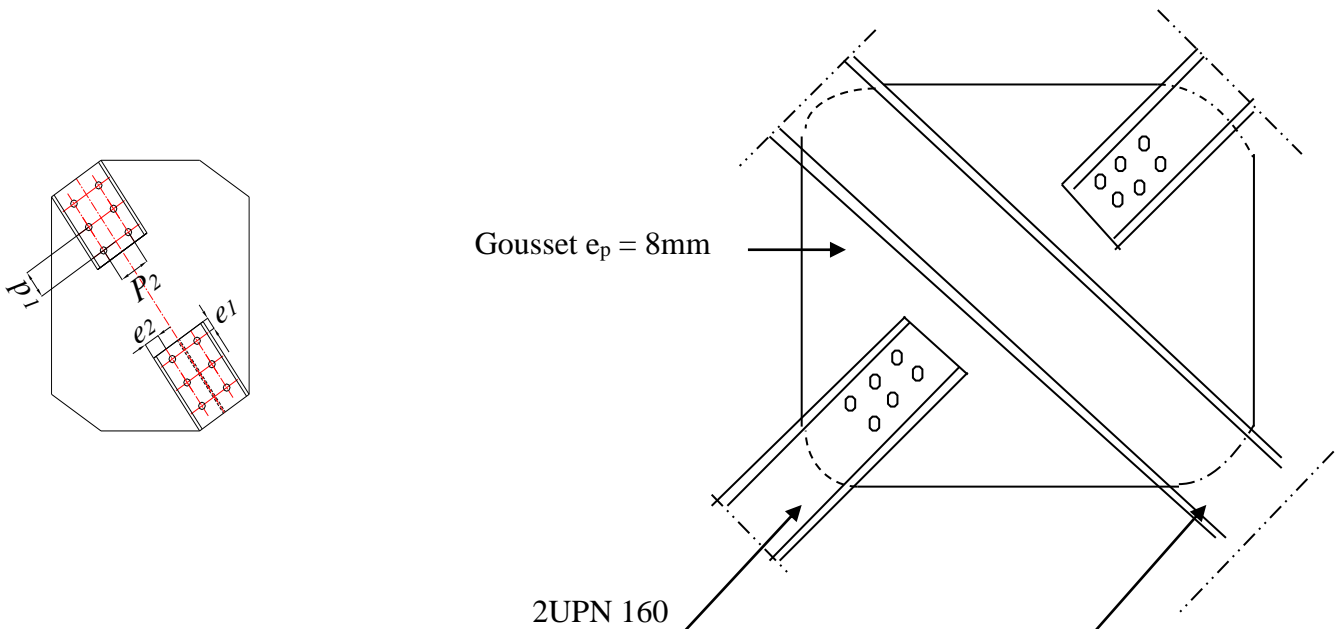


Figure 8.8 : Assemblage des palées de stabilité (2UPN160)

Dimensions du gousset:

AB=600mm

AC=300mm

Avec:

a =6mm

Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}} \quad (\text{CCM97.art.6.6.5.3})$$

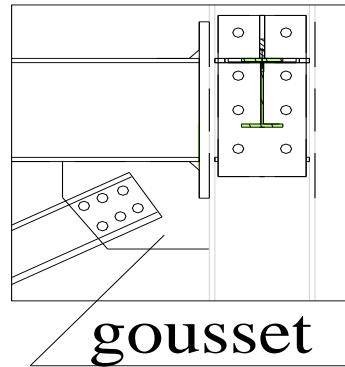


Figure 8.9 : Assemblage soudé de gousset

Le cordon AB :

$$N_1 = \frac{N_{sd} \times 0.37}{0.376} = 505.26 \text{ KN} \quad \Rightarrow N_1 = 505.26 \text{ KN}$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

$$\sum L = 2 \times AB = 1200 \text{ mm}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\text{Avec: } \sin \alpha = 0.77$$

$$N \leq \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$N \leq \frac{6 \times 1200 \times 3600}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3 - 0.60}} = 1672.285 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_1 = 505.26 \text{ KN} < N = 1672.285 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Le cordon CD :

$$N_2 = \frac{N_{sd} \times 0.154}{0.376} = 210.30 \text{ KN} \quad \Rightarrow N_2 = 210.30 \text{ KN}$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

$$\sum L = 2 \times AB = 600 \text{ mm}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\sin \alpha = 0.63$$

$$N \leq \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$N \leq \frac{6 \times 600 \times 3600}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3 - 0.40}} = 804.96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_2 = 210.30 \text{ KN} < N = 804.96 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On prend des trous de 20mm et des boulons de classe HR dont les caractéristiques sont :

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 24mm \quad \text{On prend } e_1=50mm$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 44mm \quad \text{On prend } P_1=90mm$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 30mm \quad \text{On prend } e_2=50mm$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 60mm \quad \text{On prend } P_2=80mm$$

• **Résistance au glissement d'un boulon:**

$$F_s = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms,u}$$

$\mu = 0,3$: coefficient de frottement des pièces

$K_s = 1,0$: coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

$$\gamma_{Ms,u} = 1.25$$

$n=2,0$: nombre de plan de cisaillement

$$f_p = 0.6 \cdot f_{ub} \times A_s = 0.6 \times 800 \times 84.3 = 40.46 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times 40.46}{1,25} = 19,42 \text{ KN}$$

1. **Vérification de la pression diamétrale :**

On prend des goussets d'épaisseur $t = 8 \text{ mm}$ et de $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$$F_{bRd} = \frac{2.5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

$$\alpha = \min \{1.28, 2.06, 2.78, 1\} \quad \text{Donc : } \alpha = 1$$

Boulons HR $\Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Pour le gousset, on doit vérifier que : $F_s \leq F_{b,Rd}$

On vérifie la pression diamétrale pour le gousset dans le cas le plus défavorable

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} = 69.12 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 69.12 \text{ KN} \geq F_s = 19.42 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que : (EC3.tab.6.5.3)

$$F_u \leq N_U = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

$$A_{net} = 8 \times (180 - (3 \times 13)) = 1128 \text{ mm}^2$$

$$N_U = \frac{0.9 \times 360 \times 1128}{1.25} = 292.38 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } F_u = \frac{N}{n}$$

n : nombre des boulon

$$F_u = \frac{513.45}{6} = 85.58 \text{ KN}$$

La vérification est satisfaite car:

$$F_u = 85.58 \text{ KN} \leq N_u = 292.38 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée}$$



Figure 8.10 : Contreventement par Croix de St ANDRE

✓ Calcul des pieds de poteaux

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier. Ces dernières sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central donc :

$$N=225102 \text{ daN}, M=1581 \text{ daN.m}, T=9396 \text{ daN}$$

Le moment de 1581 daN.m est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1581}{225102} = 0.7 \text{ cm}$$

$$e = 0.7 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, donc tous les boulons sont sollicités à la compression).

• Vérification de la contrainte de compression de béton

$$A = 5.61 \times 6 = 33.66 \text{ cm}^2$$

$$l = 35.85 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

1-Poteau **HEA 300**

2- Platine du poteau.

3- Fut de béton

t : épaisseur de la platine.

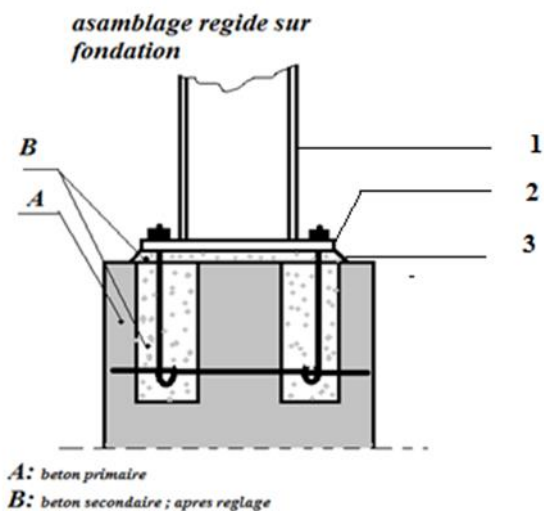


Figure 8.11: Assemblage des pieds de poteaux (HEA300)

$$\frac{D}{6} = \frac{48}{6} = 8 \text{ cm}$$

$e < \frac{D}{6} \Rightarrow$ le centre de poussée se trouve dans le tiers central, et le diagramme des contraintes sera trapézoïdal

- $\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{A} \right) = 73,00 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$
- $\sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{A} \right) = 63,43 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

✓ Calcul de l'épaisseur de la platine

$$M_1 = 73 \times 15,5 \times \frac{0,155}{2} = 87,69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{2,47 \times 15,5}{2} \times \frac{0,155}{3} = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 86,70 \text{ KN.m}$$

Module de résistance de la platine pour $b = 1 \text{ m}$ est $\frac{I}{V} = \frac{t^2}{6}$

La contrainte de flexion section 1 - 1

$$\sigma = \frac{MV}{I} = \frac{86,70 \times 6}{t^2} \leq \sigma_e \Rightarrow t \geq 4,65 \Rightarrow t = 5 \text{ cm}$$

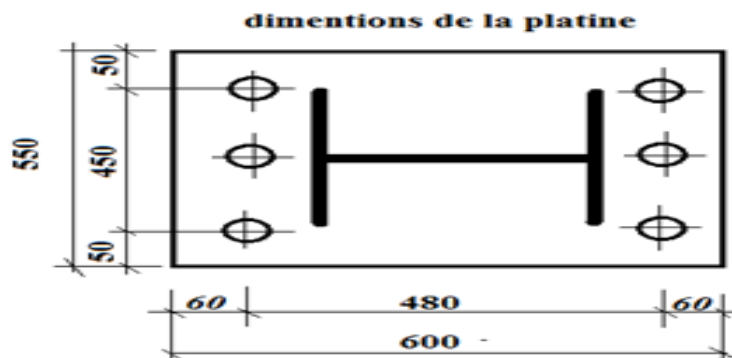


Figure 8.12: Dimension de la platine

✓ Dimensionnement de la tige d'ancrage

$$L_1 \geq 20\emptyset \Rightarrow L_1 = 540 \text{ mm}$$

$$L_2 \geq 2\emptyset \Rightarrow L_2 = 54 \text{ mm}$$

$$r \geq 3\emptyset \Rightarrow r = 81 \text{ mm}$$

$$d_1 \geq 5\emptyset \Rightarrow L_2 = 135 \text{ mm}$$

a. L'effort admissible par scellement N_a

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (L_1 + 6,4r + L_2)$$

g : Dosage en ciment en béton = 350 kg /m²

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{27}{\left(1 + \frac{27}{135} \right)^2} (540 + 6,4 \times 81 + 54)$$

$$N_a = 8635 \text{ daN}$$

✓ **Vérification des boulons d'ancrage**

✓ **Au soulèvement** : L'effort de traction par boulons N_b

$$N_b = N / n_b = 225102 / 6$$

$$N_b = 37517 \text{ daN}$$

✓ **Au cisaillement** : L'effort de cisaillement par boulons T_b

$$T_b = T / n_b = 9396 / 6$$

$$T_b = 1566 \text{ daN}$$

Le boulon doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \cdot \frac{N_b}{A_r} \leq \sigma_{red} \\ \frac{\sqrt{N_b^2 + 2,36T_b^2}}{A_r} \leq \sigma_{red} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \cdot \frac{37517}{561} \leq \sigma_{red} \\ \frac{\sqrt{37517^2 + 2,36 \cdot 1566^2}}{561} \leq \sigma_{red} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} = 83,6 \leq 90 \text{ daN /mm}^2 \\ = 67,01 \leq 90 \text{ daN /mm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

CHAPITRE 09

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Les fondations :

Toute structure à besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

Les fondations est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous semelles, ces dernières pour objet de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul des fondations se base sur plusieurs critères, citons la superstructure et ces charges et les caractéristique du sol.($\sigma_{ad}=2.50$ bars).

1.1. Choix du type de Fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ✓ La capacité portante du sol d'assise
- ✓ La distance entre axes des poteaux ;
- ✓ Les charges totales transmises au sol ;
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour notre bâtiment on opté pour deux types des semelles en béton armé :

- ✓ Semelle isolées ;
- ✓ Semelles filantes sous deux poteaux.

✓ Dosage de béton :

Le béton pour la fondation doit-être dosé 350 Kg/ m^3

Le béton propreté : couche de (5 ; 10) cm est dosé entre 150 et 200 Kg/ m^3

1.2. Les Semelles isolées :

N.B : pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

1.2.1. Semelle type 1 :(S₁)

✓ Dimensionnement :

Combinaison : G+Q

La plus grande valeur de charge apportée par le poteau égale à N= 968,21 KN

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\text{Surface de la semelle} \quad \sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

avec :

N : effort transmis de la superstructure jusque à la base.

S : Surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

Soit $S = A \times B = A^2$

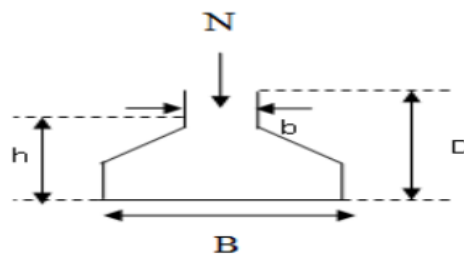


Figure 9.1 : Coupe type semelle isolée

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{968,21 \times 10^2}{2,5} = 38728,4 \text{ cm}^2$$

Soit une semelle : $A = B = 2.20 \text{ m}$.

✓ **Hauteur totale de la semelle :**

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 = 45\text{cm}$$

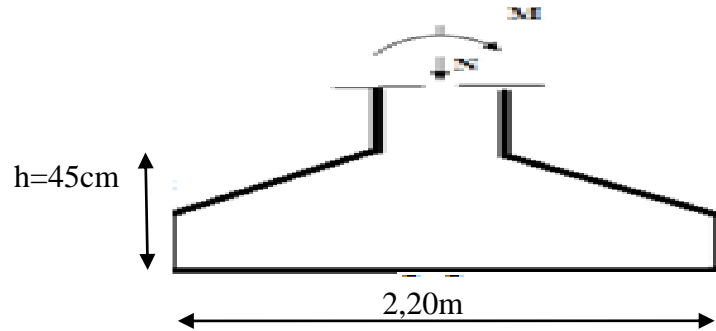


Figure 9.2 : Coupe type semelle isolée S1 (2,20x2, 20)

✓ **Vérification de la stabilité :**

Combinaison : 0,8G+Q

Pour que la semelle reste stable doit vérifiée :

$$e = M/N \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA 2003 (art 10.1.5).}$$

✓ **Poids de la semelle :**

$$P_s = A \times B \times h \times \gamma \rightarrow P_s = 2,20 \times 2,20 \times 0,45 \times 25 = 54,45\text{KN.}$$

✓ **Effort normal total :** $N_t = N + P_s$

$$N_t = 794,92 + 54,45 \longrightarrow N_t = 849,37 \text{ KN}$$

$$e = M/N_t = 12,25/849,37 = 0,014\text{m} < B/4 = 0,55$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Combinaison : G+Q +E

$$N_t = 1164,6 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) = \frac{1164,6 \times 10^2}{220 \times 220} \left(1 + \frac{3 \times 0,014}{220} \right) = 2,45\text{bars} \leq \sigma_{sol} = 2,5\text{bars}$$

✓ **Calcul du ferrailage:** (ELUR)

$$N = 1316,25 \text{ KN}$$

$$d_b = \frac{B-b}{4} = \frac{220-60}{4} = 40 \text{ cm}$$

$$d_a = \frac{A-a}{4} = \frac{220-60}{4} = 40 \text{ cm}$$

$$A_b = N \left(\frac{B-b}{8 \times d_b \times \sigma_s} \right) = 18,91 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA16=20, 11cm².....e=20cm**

$$A_a = N \left(\frac{A-a}{8 \times d_a \times \sigma_s} \right) = 18,91 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA16 =20, 11cm².....e=20cm**

I.2.2. Semelle type 2 :(S₂)

✓ **Dimensionnement :**

Combinaison : G+Q

$$N = 1315,18 \text{ KN}$$

Surface de la semelle

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1315,18 \times 10^2}{2,5} = 52607,2 \text{ cm}^2$$

Soit une semelle : A= B = 2.5m

✓ **Hauteur totale de la semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = 52,5 \text{ cm} \quad \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

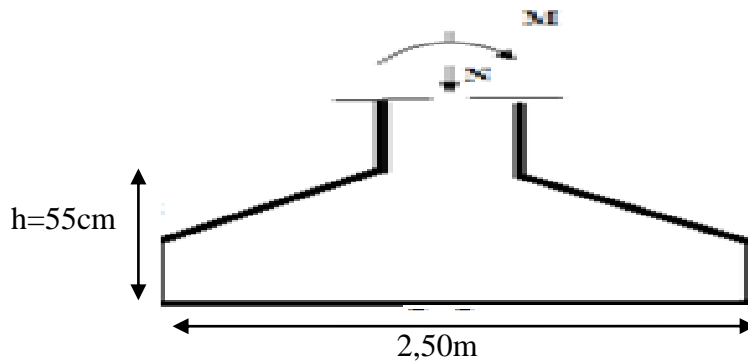


Figure 9.3 : Coupe type semelle isolée S2 (2,50x2,50)

✓ **Vérification de la stabilité :**

Combinaison : 0,8G+Q

Doit vérifiée $e = M/N \leq B/4$

✓ **Poids de la semelle :**

$$P_s = A \times B \times h \times \gamma$$

$$P_s = 2,5 \times 2,5 \times 0,55 \times 25 = 85,93 \text{ KN}$$

✓ **Effort normal total** $N_t = N + P_s$

$$N_t = 969,14 + 85,93 \longrightarrow N_t = 1055,07 \text{ KN}$$

$$e = M/N_t = 9,69/1055,07 = 0,009 \text{ m} < B/4 = 0,57 \text{ m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Combinaison : G+Q +E

$$N_t = 1540,26 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) = \frac{1540,26 \times 10^2}{250 \times 250} \left(1 + \frac{3 \times 0,009}{250} \right) = 2,49 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

✓ **Calcul du ferrillage:** (ELUR)

$$N=1800,27 \text{ KN}$$

$$d_b = \frac{B-b}{4} = \frac{250-60}{4} = 47,5 \text{ cm}$$

$$d_a = \frac{A-a}{4} = \frac{250-60}{4} = 47,5 \text{ cm}$$

$$A_b = N \left(\frac{B-b}{8 \times d_b \times \sigma_s} \right) = 25,86 \text{ cm}^2$$

Soit **17HA14=26,17cm²....e=15 cm**

$$A_a = N \left(\frac{A-a}{8 \times d_a \times \sigma_s} \right) = 25,86 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA16 =26,17cm²....e=15 cm**

1.3. Semelle filante sous deux poteaux (SF) :

✓ **Calcul de largeur de la semelle :**

Combinaison : G+Q

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$N = \sum N_i = 1774,85 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{1774,85 \times 10^2}{2,5 \times 380} = 186,83 \text{ cm}$$

On prend **B= 2.50 m**

✓ **Hauteur de la semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = 52,5 \text{ cm} \quad \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

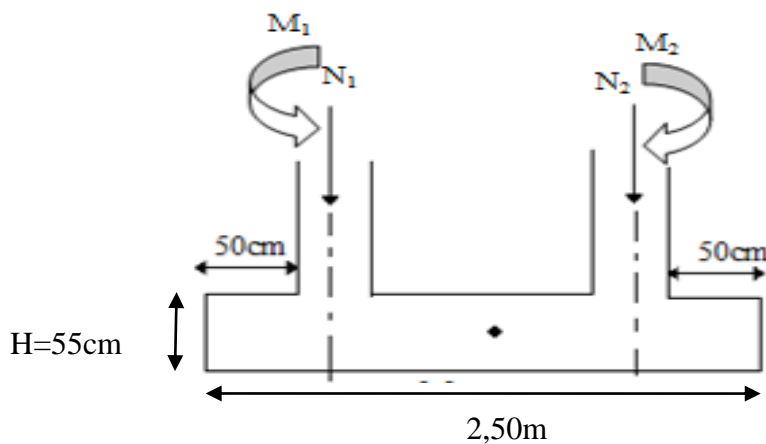


Figure 9.4 : Coupe type semelle filante (SF)

✓ **Vérification de longueur élastique :**

Il faut vérifier que : $l_{\max} \leq \frac{l_e \pi}{2}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

Avec :

E : module d'élasticité de béton **E** = $2,1 \cdot 10^5$ daN/ cm²

K : coefficient de rigidité de sol **k** = 4 Kg/ cm³

I : moment d'inertie de la semelle **I** = $b \cdot h^3 / 12$

B : longueur de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{3 \cdot K}}$$

$$\rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{2,1 \times 55^3}{3 \times 4}} = 23229, \text{ cm}$$

$L_{\max} = 160 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} l_e = 364,69 \text{ cm} \implies$ Semelle rigide \rightarrow La répartition est linéaire

✓ **Vérification de la stabilité :**

Combinaison : 0,8G+Q

$N = \Sigma N_i = 2259,94 \text{ KN}$

$P_S = 2,5 \times 3,8 \times 0,55 \times 25 = 130,625 \text{ KN}$

$N_t = 2390,56 \text{ KN}$

$\Sigma M = 6,99 - 5,83 + 1129,31 \times 0,6 - 1130,63 \times 0,6$

$\rightarrow \Sigma M = 0,368 \text{ KN}$

$e_0 = \Sigma M / \Sigma N_t = 0,00015 \text{ m} < B/6 = 0,41 \text{ m}$

$e_0 < e \implies$ la répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2390,56 \times 10^2}{380 \times 250} \left(1 + \frac{6 \times 0,015}{380} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 2,51 \text{ bars} > \sigma_s = 2,5 \text{ bars}$$

✓ **On calcul σ_{nette}**

$$\sigma_{\text{nette}} = \sigma_s + h \cdot \gamma_{\text{sol}} = 2,5 + (0,55 \times 1800) \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{\text{nette}} = 2,59 \text{ bars} > \sigma_{\max} = 2,5 \text{ bars} \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2390,56 \times 10^2}{380 \times 250} \left(1 - \frac{6 \times 0,015}{380} \right)$$

$$\sigma_{\min} = 2,5 \text{ bars}$$

✓ **Calcul du ferrailage :**

On calcul ce type de fondation suivant deux sens selon :

- **La longueur :** Comme une poutre rigide renversé appuyée sur les poteaux et soumise à la réaction du sol.
- **La largeur :** pour le ferrailage nous disposons de la méthode des consoles, qui permet à partir de la distribution des contraintes de déterminer le moment d'encastrement.

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$q = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times B = \left(\frac{2,51 + 2,5}{2} \right) \times 10^2 \times 2,5 = 625 \text{ KN/ml}$$

$$M_a = \frac{qL^2}{12} = \frac{625 \times 2,2^2}{12} = 252,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{qL^2}{24} = \frac{625 \times 2,2^2}{24} = 126,04 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui:**

$$M_a = 252,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{252,08 \times 10^3}{100 \times 50^2 \times 14,2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A} \longrightarrow A' = 0; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4 = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{252,08 \times 10^3}{0,963 \times 50 \times 348} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_a) = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = \mathbf{10HR14=15,39 \text{ cm}^2}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 126,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{126,04 \times 10^3}{100 \times 50^2 \times 14,2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A} \longrightarrow A' = 0; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4 = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{126,04 \times 10^3}{0,982 \times 50 \times 348} = 7,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_t) = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = \mathbf{10HR14=15,39 \text{ cm}^2}$$

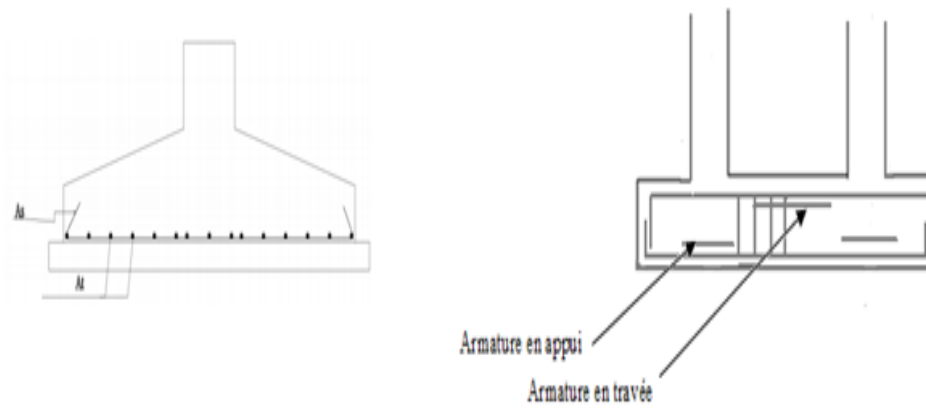


Figure 9.5 : Coupe type ferrailage semelle filante (SF)

3. Etude des longrines :

3.1 Définition :

Les longrines sont des poutres de chinage horizontale servant à s'oppose au tassement différentiel et aux déplacements relatifs horizontaux des fondations lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts.

Les longrines doivent être calculé pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$N = \frac{N_{ax}}{15}$$

N_{ax} : la force axiale du poteau considéré

$$N_{ax} = 1800,27 \text{ KN}$$

✓ Calcul du ferrailage

$$N = \frac{N_{ax}}{15} = \frac{1800,27}{15} = 120 \text{ KN}$$

✓ Calcul les armatures longitudinale :

$$A = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{120 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3,44 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales :**

D'après RPA 2003 Le ferrailage doit être de la section total.

$$A_{\min} = 0,6 \% \cdot b \cdot a \quad ; \quad \text{On prend : } S = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A) = 7,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 T₁₄ = 9,23 cm²**

✓ Les armatures transversales : On prend des cadres Ø6

• **Espacement :**

$$St \leq \min (20 \text{ cm} , 15 \varnothing)$$

$$St \leq \min (20 \text{ cm} , 21 \text{ cm})$$

On prend: St = 20

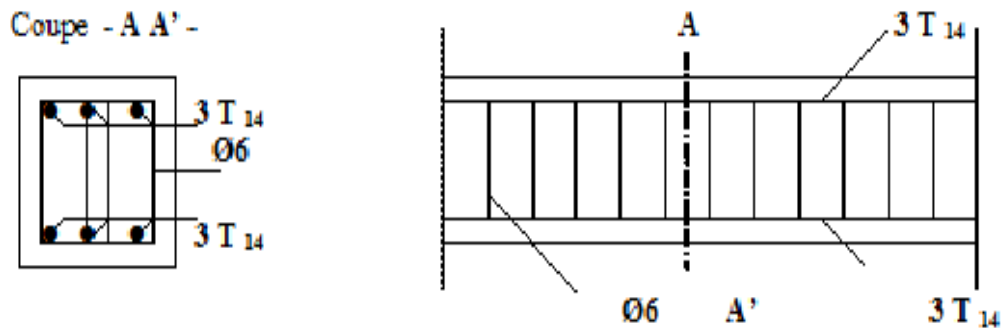


Figure 9.6 : Coupe de ferrailage de la longrine

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort a condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ROBOT et auto CAD » lui mêmes.