

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

كلية البلدة-1-

UNIVERSITÉ BLIDA-1-



كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

قسم الهندسة المدنية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION :

CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

Thème

Etude d'un bâtiment (R+08+S-sol) charpente métallique

Encadré par :

Mme.Badis Warda

Mme.Halfaya Fatima zohra

Présenté par :

Mr. Zouaoui Abdelatif

Mme.Naimi Amira

Promotion 2020/2021

I.1. Introduction

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un nouveau siège à usage habitation, il est constitué en charpente métallique comportant 08 niveaux avec un sous-sol.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, les poteaux, poutres, contreventements, fondations ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99** version 2003) et aux règles de charpente métallique CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4

Cet ouvrage est implanté à la wilaya de **Blida** qui est classée comme une zone de forte sismicité (**zone III**) selon le règlement parasismique algérien «R.P.A 99 V2003 ».

l'ouvrage est de groupe d'usage 2

I.2. Conception de l'ouvrage

A. Conception architecturale

- Le sous-sol sera aménagé en parking,
- RDC est destinée pour l'accueil et l'orientation .
- Du 1^{er} au 08^{eme} étage seront destinés pour des logement et habitation.
- La terrasse dans les deux blocs est inaccessible.

❖ Dimensions de la structure

✚ *Dimensions en plan :*

- Longueur totale57.80 m
- Largeur totale18.5 m

✚ *Dimensions en élévation :*

- Hauteur du rez-de -chaussé.....4.50m
- Hauteur des étages3.50m
- Hauteur de sous sol 2.80m
- Hauteur total du bâtiment32.50 m

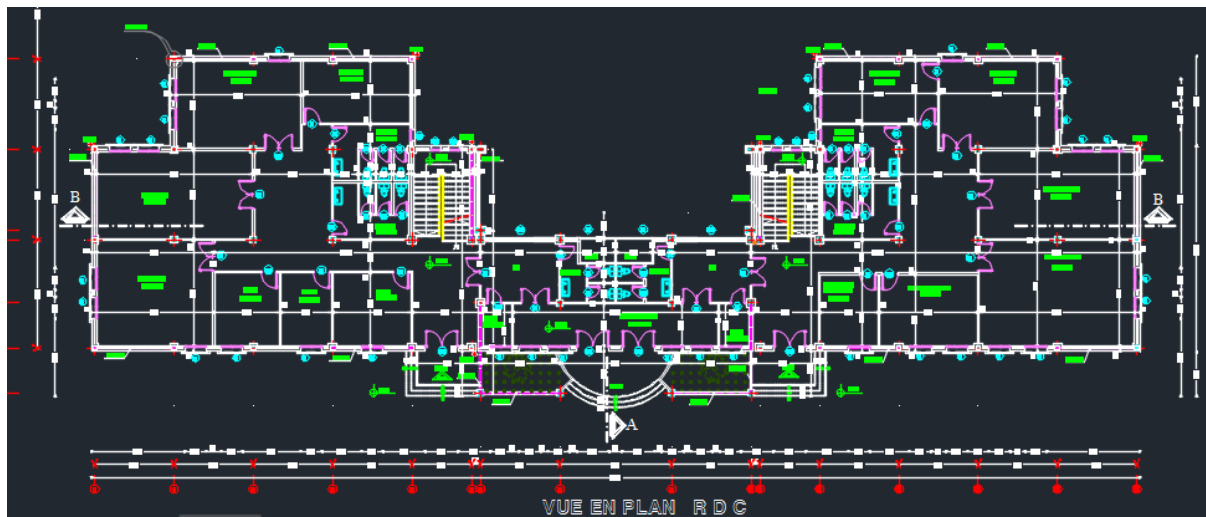


Figure I.1: Vue en plan du RDC

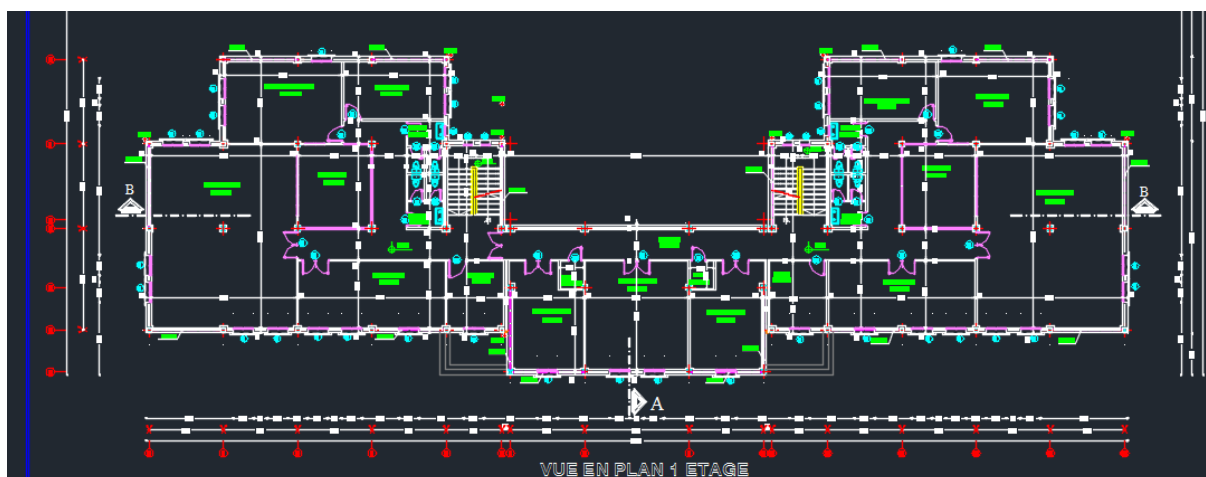


Figure I.2: Vue en plan du 1er étage

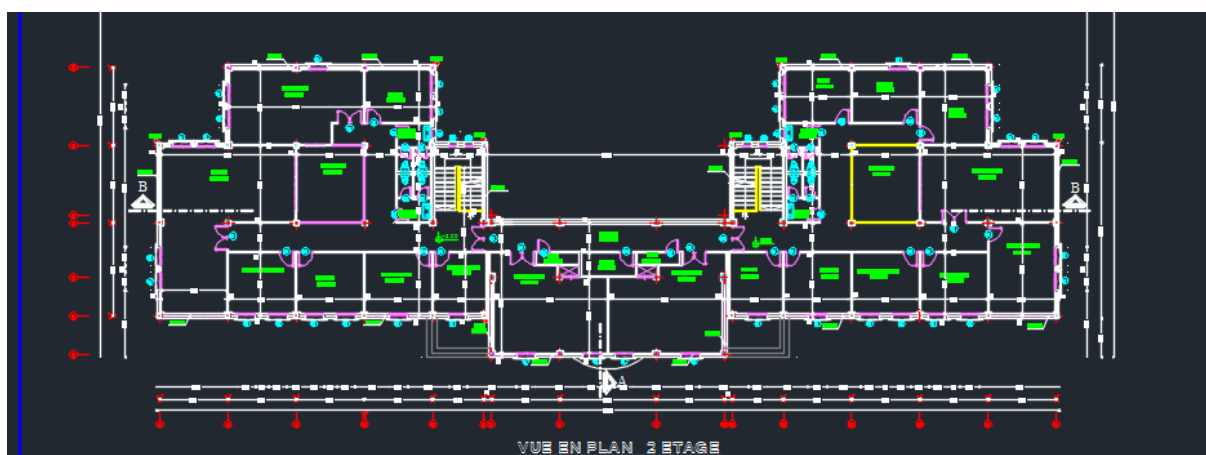


Figure I.3: Vue en plan du 2er étage



Figure I.4: Façade principale

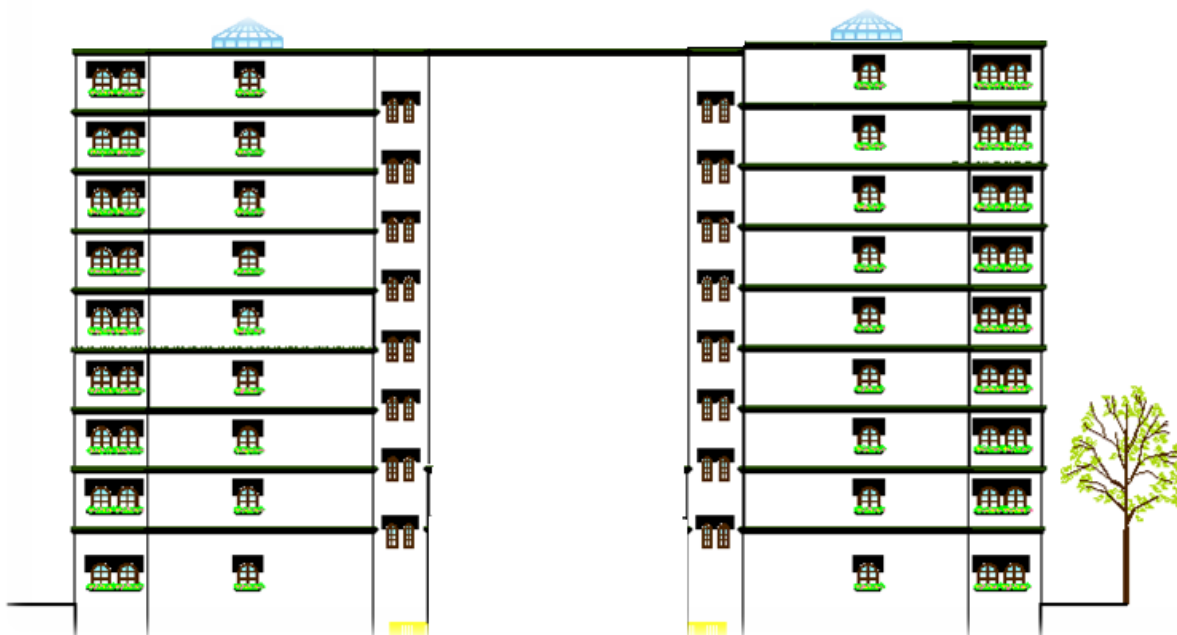


Figure I. 5 : Façade postérieure

B. Conception structurale

1. Type de Structure

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) et des palés triangulaires Ainsi que d'un noyau en béton armé.

2. Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR (éléments principaux), des boulons ordinaires (éléments secondaires) ainsi que la soudure.

3. Les Planchers

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure I.3 .Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treillis soudé)
- Solives
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée en HI BOND 55

- 1 : dalle en béton
- 2 bac d'acier (hibbon55)
- 3 : poutre porteuse
- 4 : connecteur
- 5 : treillis d'armature
- 6 : solive

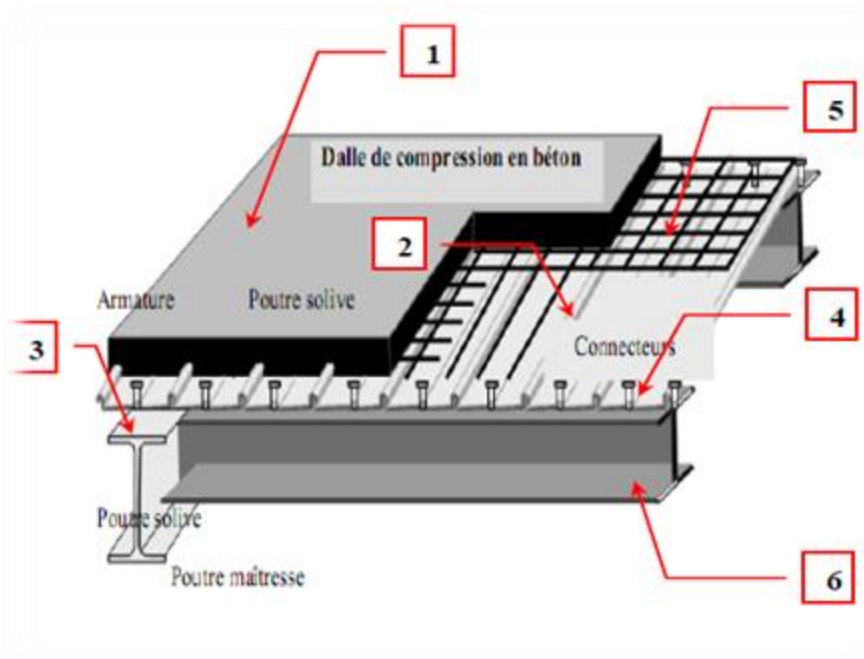


Figure I.6 : Les composants du plancher mixte

4. Contreventement

Le bâtiment est à ossature métallique contreventé par des palées de stabilité dans les deux sens.

5. Fondations

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolé, filantes ou radier général ; (Selon le rapport de Sol).

6. Ascenseurs

Le bâtiment étudié comporte deux ascenseurs.

7. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

I.3. Caractéristiques des matériaux utilisés

I.3.1. Béton

Le béton est un mélange en proportion convenable de liant (ciment, chaux), d'agréats (gravier, sable) et d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier la propriété.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa) ;}$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

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

- **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{i,j} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa ;}$$

- **Module de déformation différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 10818,9 \text{ MPa ;}$$

❖ **Contraintes limites**

Un état limite est un état dans lequel toute modification dans le sens défavorable de la sollicitation entraîne un arrêt de justification d'un critère donné, on distingue :

a. Les états limites ultimes ELU

C'est un état au delà duquel l'ouvrage est dit en ruine. Il ne vérifie plus l'un au moins des trois critères suivants :

- Equilibre statique
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- Stabilité de forme

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton

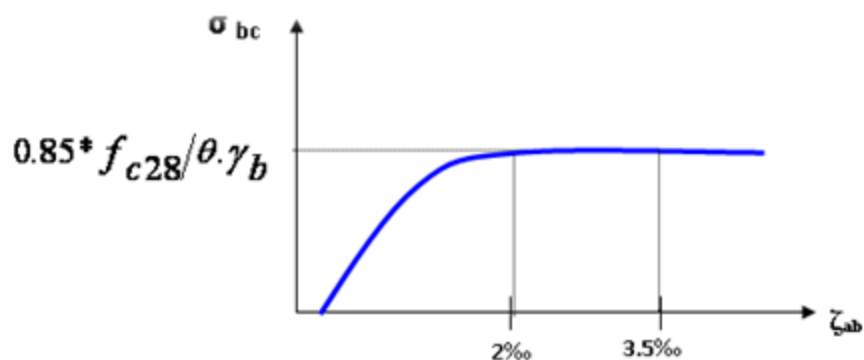


Figure I. 7 : Les états limites de service ELS

C'est un état au delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

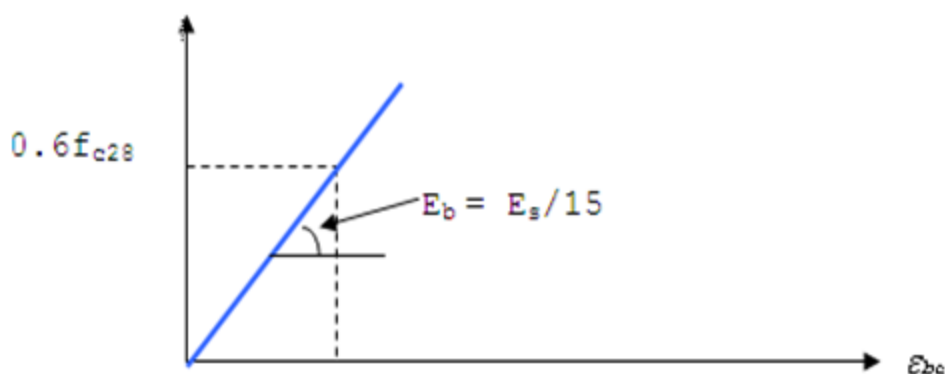


Figure I. 8 : Diagramme contraintes – déformations ELS

I.3.2 Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les caractéristiques mécaniques

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableaux I.1:Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé

Type	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
Barres HA	FeE400	400	Tout Travaux en BA
Ronds lisses	FeE 275	275	Epingles cadres, étriers

❖ Contraintes limites de l'acier

a. Etat limite ultime ELU

- σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.
- ε_s : allongement relatif de l'acier $\varepsilon_s = \Delta L/L$.

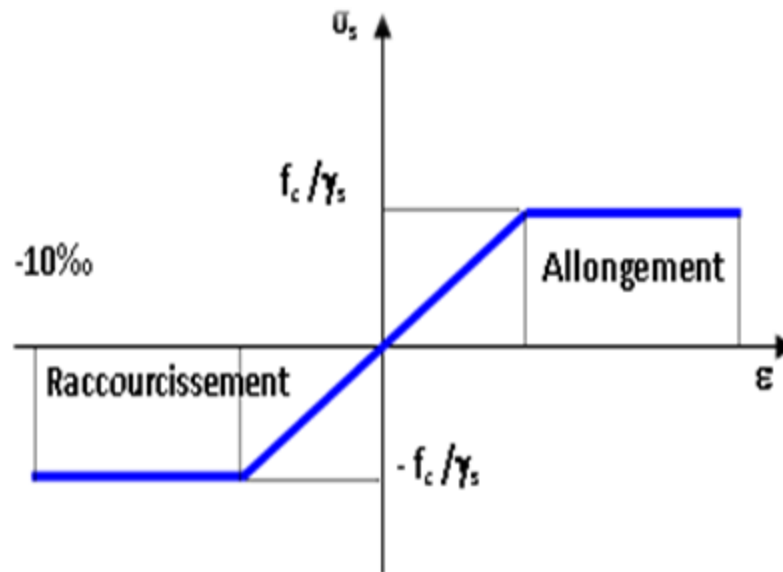


Figure I.9 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier

b. Etats limites de service ELS

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right]$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A

c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$.

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E= 2.1 \text{ E5 Mpa}$
- Coefficient de poisson $\mu= 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G= 8.1 \text{ E4 Mpa}$
- Masse volumique de l'acier $\gamma=7850 \text{ daN/m}^3$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

L'ossature métallique S275 :

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

- *Classe des bolons*

Tableaux I.2: Classe des bolons

classe	4.6	5.6	8.8	10.9
Fyb.....(MPA)	240	300	640	900
Fub.....(MPA)	400	500	800	1000

Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé c'est le **Hi Bond 55**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le **Hi-Bond** utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

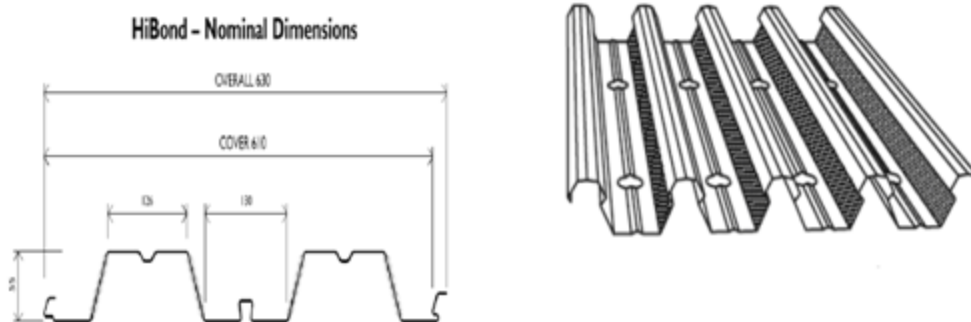


Figure I.10 : Bac d'acier type Hi Bond 55

 **Les connecteurs**

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur **$h=95\text{mm}$** et de diamètre **$d=19\text{mm}$** , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



Figure I.11 : Connecteur type goujon soudé

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape importante dans le calcul d'un projet. Elle nous donne une estimation approximative des dimensions des sections des éléments.

Ce calcul est basé sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations.

II.2 Les planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

II.3 Evaluation des charges et surcharges

II.3.1 Charges permanentes

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible

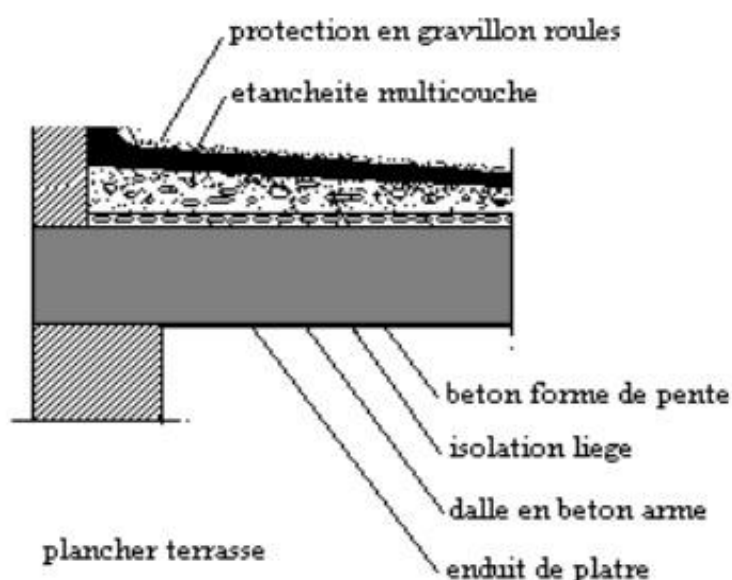


Figure II.1: Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1: Charge permanente pour terrasse inaccessible.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Protection de gravillon	2	-	0,20
2-Étanchéité multicouche	2	-	0,12
3- Forme de pente	5	22	1,11
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5- Dalle en béton armé	15	25	3,75
6-Bac d'acier (Hi-Bond55)	-	-	0,15
7-Climatisation	-	-	0,40
8-Faux plafond	-	-	0,30
Total			6.20

II.3.1.2Plancher étage courant

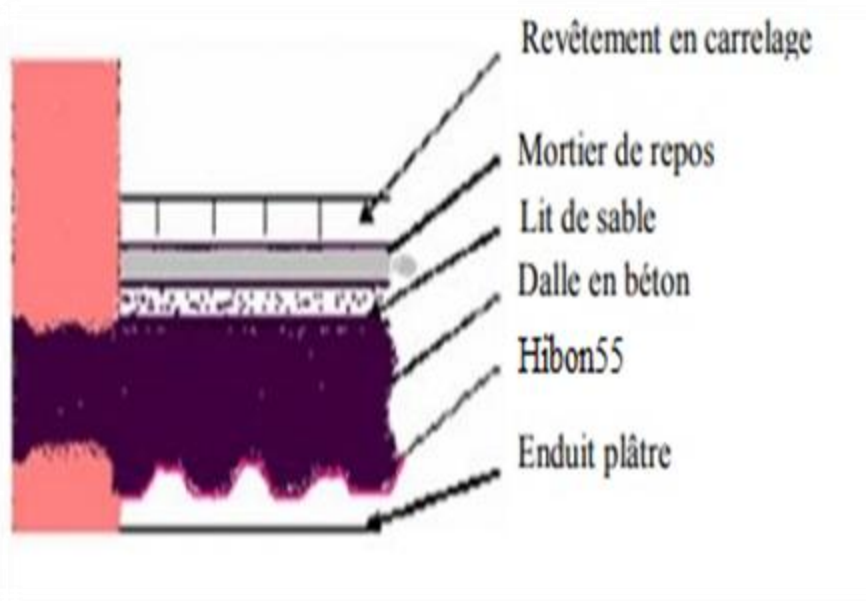


Figure II. 2: Plancher étage courant

Tableau II. 2: Charge permanente pour étage courant

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Marbre	1.5	27.00	0,405
2-climatisation	-	-	0.40
3- Mortier de pose	1.5	18.00	0.27
4-Dalle en béton armé	15.00	25.00	3.75
5- Bac d'acier (Hi-Bond55)	-	-	0.15
	-	-	0,15
6- Climatisation	-	-	0,30
7- Faux plafond	-	-	0,40
Total			5.70

II.3.2 Charges d'exploitation

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents l'immeuble, les surcharges d'exploitation sont fixées par le règlement technique DTRC2.2.

- ✓ Terrasse inaccessible..... 1KN/m²
- ✓ Plancher courant (habitation)1.5KN/m²

II.3.3- Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

a) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

b) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

c) Largeur de la dalle collaborant

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la

Poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

l_0 : Longueur libre d'une poutre
 simplement appuyée
 b : Entraxe entre les poutres

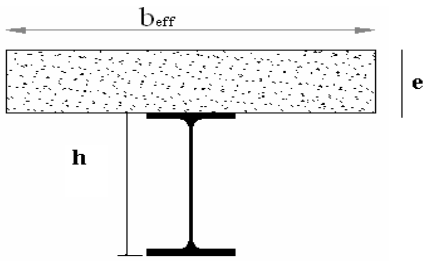


Figure II. 3: Dalle collaborante

II.4 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.4.1 Solives du plancher terrasse inaccessible

❖ (bloc identique A et C)

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive, tel que la solive la plus sollicitée a une portée de **4,4 0m** et un espacement de **1,50m**

*Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étau placé à la mi-travée

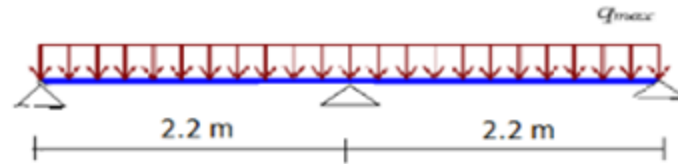


Figure II.4: Solive terrasse inaccessible

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2200}{25} < h < \frac{2200}{15}$$

$$88 \text{ mm} < h < 146.67 \text{ mm}$$

On choisit un IPE140 qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE140

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		h	b	t _f		I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
12.90	16.4	140	73	6.9	4.7	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

a) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont:

Poids propre du profilé IPE 140..... g = 0.129 KN/m

Poids propre du béton fraisG_b= 3.75 KN/m²

Poids du bac d'acier.....g = 0.15 KN/m²

Charge de construction (ouvrier).....Q = 0.75 KN/m²

Combinaison de charge (entre-axe des solives est de 1.5 m).

ELU

$$q_u = 1,35[g_p+(G_b + g) \times 1,5]+Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,129+(3,75 + 0,15) \times 1,5]+0,75 \times 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 9.76 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b+g+ Q) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 0,129+ (3,75+0,15 + 0,75) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 7.104 \text{ KN/ml.}$$

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.76 \times 2.2^2}{8} = 5.9 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section :

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ply} \times f_y)}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 10^{-3} \times 275}{1} = 24.3 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 5.9 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 24.3 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée**

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{5.9}{24.3} = 0.24$$

2) Vérification de l'effort tranchant [1]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.76 \times 2.2}{2} = 10.736 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 761.63}{\sqrt{3} \times 1} = 120.92 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 10.736 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{10.736}{120.92} = 0.09$$

$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité [1]

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.104 \times 2200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4}$$

$$f^{\max} = 1.9 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{2200}{250} = 8.8 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.9 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 8.8 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

4) Vérification du déversement [1]

On doit vérifier que :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{b,Rd}} = \chi_{\text{LT}} \times \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{\text{m0}}} \times \beta_w$$

$$\chi_{\text{LT}} = \frac{1}{\phi_{\text{LT}} + \sqrt{(\phi_{\text{LT}})^2 - (\lambda_{\text{LT}})^2}}$$

Avec :

M_{sd} : Est le moment appliqué $\Rightarrow M_{\text{sd}} = 5.9 \text{ KN.m}$

$M_{\text{b,Rd}}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{\text{LT}} = \frac{L/i_{\text{zz}}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{\text{zz}}}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} \times \sqrt{c_1} \text{ Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{\text{LT}} = \frac{2200/16.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2200/16.5}{140/6.9}\right)^2\right]^{0.25}} \times \sqrt{1.132}$$

$$\lambda_{\text{LT}} = 94$$

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \frac{\lambda_{\text{LT}}}{93,9\varepsilon} \text{ Avec : } \varepsilon = 0.92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{\text{LT}} = 1.09 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 \leq 2 \rightarrow \text{courbe "a"} \rightarrow \alpha_{\text{LT}} = 0.21$$

$$\phi_{\text{LT}} = 0,5 \left[1 + \alpha_{\text{LT}} (\bar{\lambda}_{\text{LT}-0,2}) + \bar{\lambda}_{\text{LT}}^2 \right]$$

$$\phi_{\text{LT}} = 0,5 \left[1 + 0.21(1.09 - 0.2) + 1.09^2 \right] = 1.1875$$

$$\chi_{\text{LT}} = \frac{1}{(1.1875 + \sqrt{(1.1875)^2 - (1.09)^2})} = 0.6$$

$$M_{\text{b,Rd}} = \frac{0,6(1).88.34 * 10^3 . 275}{1,1} = 13.251 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 5.9 \text{ KNm} \leq M_{\text{brd}} = 13.251 \text{ KNm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{terr} = 6.2 \text{ KN/m}^2$
- . Charge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison des charges**ELU**

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times 1.5) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.5$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 1.5) + 0,129] + 1,5 \times 1 \times 1.5$$

$$q_u = 14.98 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 0,129 + (6.2 + 1) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c) \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} = \frac{2 * 4.4}{8} = 1.1 \text{ m} \\ b_0 = 1.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.1 \text{ m}$$

$$R_b = 0.75 * 25 * 1100 * 95 = 1480.41 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1480.41 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

1) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.98 \times 4.4^2}{8} = 36.25 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Avec :

$$R_{Béton} = 1480.42 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} = 428.45 \text{ KN}$$

$$h_a = 140 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

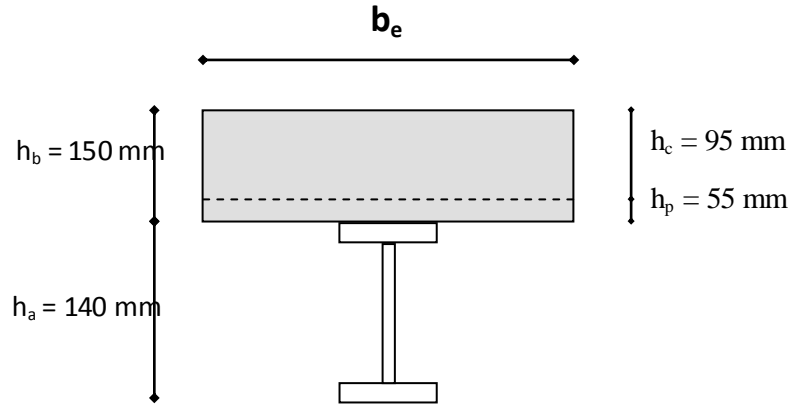


Figure II. 5: Position de l'axe neutre plastique

$$M_{plrd} = 428.45 \left[\frac{140}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{428.45}{1480.41} \times \frac{95}{2} \right) \right] = 88.37 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{36.25}{88.37} = 0.41$$

2) Vérification de l'effort tranchant [1]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

A_v est l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 761.63}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 120.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.98 \times 4.4}{2} = 32.96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32.96 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{32.96}{120.92} = 0.27$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité [1]

$$\text{Il faut vérifier que : } f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 10.93 \text{ KN/ml}$$

$$L = 4.4 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \times h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \times v)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4 = 50.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1100 \times 95} = 0.015 \quad m = 15$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{10.93 \cdot 4400^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 50.48 \times 10^6} = 5.03 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}$$

La flèche totale maximale est donc :

$$f^{\max} = f_c + f_f = 1.9 + 5.03 = 6.93 \text{ mm} < \bar{f} = 17,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 6.93 \text{ mm} < \bar{f} = 17,6 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{6.93}{17,6} = 0,39$$

4) Vérification de déversement [1]

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton.

5) Calcul des connecteurs [1]

Type goujon Hauteur : h = 95 mm ;

Diamètre : d = 19 mm.

• Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{ck} E_c}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right. \quad \text{qui entour le goujon.}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton.....30,5KN/mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ $\alpha = 1$ si $\left(\frac{h}{d}\right) \phi 4$ Nous avons

$\alpha = 1$ car $\left(\frac{95}{19}\right) = 5 \phi 4$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = \text{inf}(73.13; 81.65) = 73.13 \text{ KN}$

• Influence de la forme de bac d’acier

La résistance ultime pour les goujons à tête (**Prd**) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d’une dalle pleine.

Dans le cas d’une dalle en présence d’un bac d’acier la résistance ultime (**Prd**) doit être réduite en raison de la forme du bac d’acier.

Le coefficient de réduction (**K_t**) dépend du sens du bac d’acier par rapport à la poutre principale.

Dans notre cas, on a le Bac d’acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \left\{ \begin{array}{l} \leq 1.0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0.8 \rightarrow N_r = 2 \end{array} \right.$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d’acier d’après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d’acier. $b_0 = 88.5\text{mm}$

- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier . $h_p = 55 \text{ mm}$
- h : hauteur du goujon $h = 95 \text{ mm}$
- N_r : nombre de goujon par ligne $N_r = 1$

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \cdot \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 \rightarrow K_t = 0,82$$

Donc $P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = R_L = 428,45 \text{ KN}$$

- **Espacement des connecteurs**

- ✓ L'espacement minimal des connecteurs est $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$
- ✓ L'espacement maximal des connecteurs est égale $\text{Inf} \begin{cases} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{cases}$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2 \cdot 428,45}{59,97} = 14,28$$

Soit $N = 8$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4400}{16 - 1} = 293,33 \text{ mm}$$

$$esp = 293,33 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

II.4.2 Poutre principale du plancher terrasse inaccessible

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courant à une portée de 6m et un espacement de 4.4m.

Elle reprend 3 charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton frais sur la largeur de la semelle.

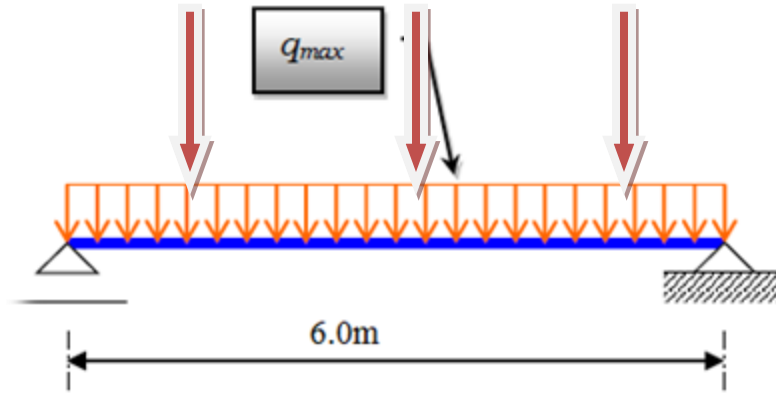


Figure II. 6 : Poutre principale de la terrasse.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un IPE300 qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau II.4 : Caractéristiques du profile IPE300

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		h	b	t _f		I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
42.2	53.81	300	150	10.7	7.1	8356	603.8	628.4	125.2	12.46	3.35

➤ Les réactions des solives

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

• Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé.....g_p = 0.422 KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3.75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 KN/m²

- Calcul des réactions des solives

Combinaison des charges (Résultat de la solive précédente)

ELU

$$q_u = 9.76 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = 7.104 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{9.76 \times 4.4}{2} = 21.472 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{7.104 \times 4.4}{2} = 15.629 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_1 + R_2 = 31.258 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_3 + R_4 = 31.258 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_5 + R_6 = 31.258 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[g_p + (G_b + g) \times b] + 1,5 \times Q \times 0,28$$

$$q_u = 1,35 \times [0,422 + (3,75 + 0,15) \times 0,15] + 0,75 \times 0,15 \times 1,5$$

$$q_u = 1.53 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 0,422 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1.12 \text{ KN/ml.}$$

Les vérifications

1. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{1.53 \times 6^2}{8} + \frac{42.944 \times 6}{2}$$

$$M_{sd} = 135.72 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628.4 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 157.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 135.72 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 157.1 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{1.53 \times 6}{2} + \frac{3 \times 42.944}{2} = 69 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 5381 - 2 \times 150 \times 10.7 + (7.1 + 2 \times 15) \times 10.7$$

$$A_v = 2567.97 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 2567.97}{\sqrt{3} \times 1} = 407.72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 69 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 407.72 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{69}{407.72} = 0.17$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 203.86 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

2. Vérification de la rigidité

$$f_{\max 1} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.12 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4}$$

$$f_{\max 1} = 1.08 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 31.258 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4}$$

$$f_{\max 2} = 19.04 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{\max 1} + f_{\max 2} = 1.08 + 19.04 = 20.12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 20.12 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

• Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0.422 \text{ KN/m}$.
- Charge permanente $G_{\text{terr}} = 6.20 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

- Calcul des réactions des solives

Combinaison des charges**ELU**

$$q_u = 14.98 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{14.98 \times 4.4}{2} = 32.956 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{10.93 \times 4.4}{2} = 24.046 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_1 + R_2 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_3 + R_4 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_5 + R_6 = 48.092 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times b) + g_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 0.15) + 0.422] + 1,5 \times 1 \times 0.15$$

$$q_u = 2.05 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 0,422 + (6.2 + 1) \times 0.15$$

$$q_{ser} = 1.50 \text{ KN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad h_c = 95$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_0 = 4.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 95 = 2018.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 5381$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1405.78 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{beton}} > R_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2.05 \times 6^2}{8} + \frac{65.912 \times 6}{2} = 206.961 \text{ KNm}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + h_c + h_p - R_{acier}/R_{beton} \times \left(\frac{h_c}{2}\right)$$

Avec :

$$R_{Béton} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} = 2541.96 \text{ KN}$$

$$h_a = 270 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

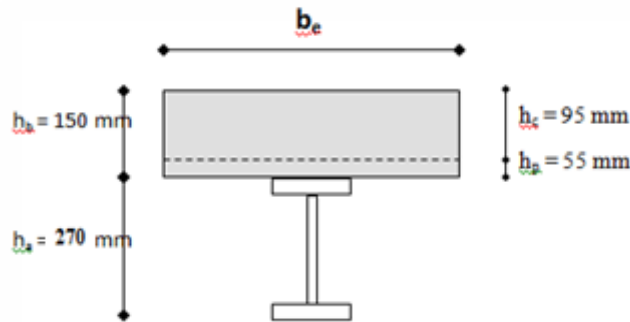


Figure II.7: Position de l'axe neutre plastique

$$M_{pl.Rd} = 1405.78 \times \left(\frac{300}{2}\right) + 95 + 55 - \left(\frac{1405.78}{2018.75} * 95/2\right)$$

$$M_{pl.Rd} = 375.23 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 206.961 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 375.23 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{206.961}{375.23} = 0.55$$

2) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{2.05 \times 6}{2} + \frac{3 \times 65.912}{2} = 105.75 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 2567.97 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 2567.97}{\sqrt{3} \times 1} = 407.72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 105.75 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 407.72 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{105.75}{407.72} = 0.26$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 203.86 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2 \times h_p \times h_a)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{12 \times m} + I_a$$

$$\text{Avec : } v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1500 \times 95} = 0.038, \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{5381(95 + 2 \times 55 \times 300)^2}{4(1 + 15 \times 0.038)} + \frac{1500 \times 95^2}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4$$

$$I_c = 9.39 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 1.5 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 9.39 \times 10^{11}} = 1.28 \times 10^{-4}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 48.092 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 9.39 \times 10^{11}}$$

$$f^2 = 2.61 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^f = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 1.28 \times 10^{-4} + 2.61 \times 10^{-3} = 2.74 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^c + f^f = 20.12 + 2.74 \times 10^{-3} = 20.12 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 20.12 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

II.4.3 Solives du plancher étage courant

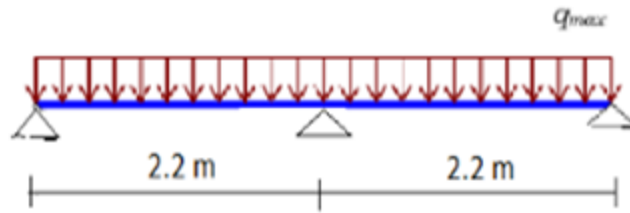


Figure II. 8 : Solive étage courant

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2200}{25} < h < \frac{2200}{15}$$

$$88 \text{ mm} < h < 146.67 \text{ mm}$$

On choisit un IPE140

a) Phase de construction

Dans cette phase toutes les vérifications sont vérifiées, puisque on a la même travée de la terrasse **L=4.4m** et le choix de notre profilé est le même aussi.

Donc les résultats ne changent pas.

b) Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{terr} = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- . Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times 1.5) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.5$$

$$q_u = 1,35[(5.7 \times 1.5) + 0,129] + 1,5 \times 1.5 \times 1.5$$

$$q_u = 15.09 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 0,129 + (5.7 + 1.5) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1.5) \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad h_c = 95 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 4.4}{8} = 1.1 \text{ m} \\ b_0 = 1.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.1 \text{ m}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times 1100 \times 95 = 1480.41 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1480.41 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 1640$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{(q_u \times l^2)}{8} = \frac{15.09 \times 4.4^2}{8} = 36.52 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 1480.41 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN}$$

$$h_a = 140 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{plrd} = 428.45 \left[\frac{140}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{428.45}{1480.41} \times \frac{95}{2} \right) \right] = 88.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 36.52 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 88.37 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{36.52}{88.37} = 0.41$$

▪ Vérification de l'effort tranchant [1]

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

A_v est l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 * 761.63}{\sqrt{3} * 1} \Rightarrow V_{plRd} = 120.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.09 \times 4.4}{2} = 33.20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 33.20 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{33.20}{120.92} = 0.27$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifier que : } f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 4.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}$$

$$I_c = \frac{A_a \times \left(h_c + 2 \times h_p + h_a \right)^2}{4 \times (1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4 = 50.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{1640}{1100 \times 95} = 0.015$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 10.93 \times 4400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 50.48 \times 10^6}$$

$$f^{max} = 5.03 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}$$

La flèche totale maximale est donc :

$$f^{max} = f^c + f^f = 1.9 + 5.03 = 6.93 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 6.93 \text{ mm} \leq f_{adm} = 17.6 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{f^{max}}{f_{admissible}} = \frac{6.93}{17.6} = 0.39$$

▪ **Vérification de déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton.

▪ **Calcul des connecteurs**

Déjà vérifier dans plancher terrasse inaccessible

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right. \text{ qui entour le goujon.}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton.....30,5KN/mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad \alpha = 1 \text{ si } \left(\frac{h}{d} \right) \leq 4$$

Nous avons $\alpha = 1$ car $\left(\frac{95}{19} \right) = 5 \leq 4$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \text{inf}(73,13; 81,65) = 73,13 \text{ KN}$$

• Influence de la forme de bac d'acier

La résistance ultime pour les goujons à tête (**Prd**) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d'une dalle pleine .

Dans le cas d'une dalle en présence d'un bac d'acier la résistance ultime (**Prd**) doit être réduite en raison de la forme du bac d'acier .

Le coefficient de réduction (**Kt**) dépend du sens du bac d'acier par rapport à la poutre principale .

Dans notre cas , on a le Bac d'acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \begin{cases} \leq 1,0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0,8 \rightarrow N_r = 2 \end{cases}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc :

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier . $b_0 = 88,5 \text{ mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier . $h_p = 55 \text{ mm}$
- h : hauteur du goujon $h = 95 \text{ mm}$
- N_r : nombre de goujon par ligne $N_r = 1$

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \cdot \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 \rightarrow K_t = 0,82$$

Donc $P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = R_L = 428.45 \text{ KN}$$

- **Espacement des connecteurs**

L'espacement minimal des connecteurs est $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$

L'espacement maximal des connecteurs est égale $\text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{array} \right.$

- **Nombre des connecteurs**

$$N_{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2 \cdot 428.45}{59.97} = 14.28$$

Soit $N = 8$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4400}{16 - 1} = 293.33 \text{ mm}$$

$$esp = 293.33 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

II.4.4 Poutre principale d'étage courant

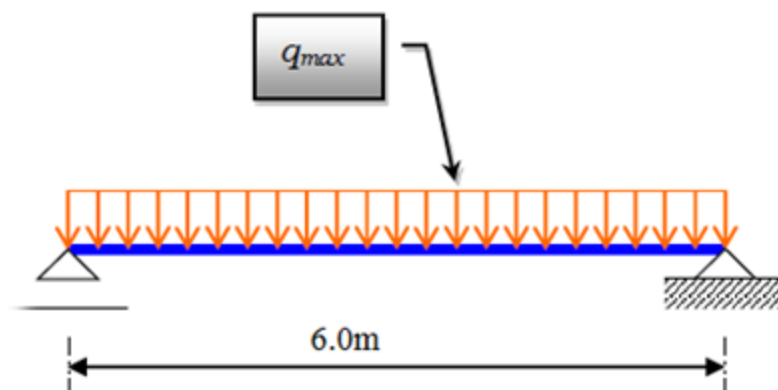


Figure II. 9 : Poutre principale étage courant

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un **IPE300**

a) Phase de construction

Dans cette phase toutes les vérifications sont vérifiées, puisque on a la même travée de la terrasse **L=6.0m** et le choix de notre profilé est le même aussi. **IPE300**

Donc les résultats ne changent pas.

b) Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0,422 \text{ KN/m}$.
- Charge permanente $G_{terr} = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- **Calcul des réactions des solives**

Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 15.09 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{15.09 \times 4.4}{2} = 33.198 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{10.93 \times 4.4}{2} = 24.046 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 66.396 \text{ KN} \quad ; R_s = R_1 + R_2 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 66.396 \text{ KN} \quad ; R_s = R_3 + R_4 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 66.396 \text{ KN} \quad ; R_s = R_5 + R_6 = 48.092 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times b) + g_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35[(5.7 \times 0.15) + 0,422] + 1,5 \times 1.5 \times 0.15$$

$$q_u = 2.06 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 0,422 + (5.7 + 1.5) \times 0.15$$

$q_{ser} = 1.50 \text{ KN/ml}$.

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_0 = 4.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_b = 0.57 * 25 * 1500 * 95 = 2018.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 5381$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1405.78 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{beton}} > R_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle en beton

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 375.23 \text{ KN}$$

Les vérifications

1. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{\text{pl.Rd}}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2.06 \times 6^2}{2} + \frac{66.396 \times 6}{2} = 236.268 \text{ KNm}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1405.78 \text{ KN}$$

$$h_a = 330 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 375.23 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 236.268 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 375.23 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{236.268}{375.23} = 0.63$$

2. Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que } :: V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{2.06 \times 6}{2} + \frac{3 \times 66.396}{2} = 105.77 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 2567.97 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 2567.97}{\sqrt{3} \times 1} = 407.72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 105.77 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 407.72 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{105.77}{407.72} = 0.26$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 203.86 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3. Vérification de la rigidité

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec

$$I_c = \frac{A_a(h_c + 2 \times h_p \times h_a)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{12 \times m} + I_a$$

Avec :

$$v = 0.068$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 9.39 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 1.5 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 9.39 \times 10^{11}} = 1.28 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 48.092 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 9.39 \times 10^{11}}$$

$$f^2 = 2.61 \text{ mm} \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^f = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 1.28 \times 10^{-4} + 2.61 \times 10^{-3} = 2.74 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^c + f^f = 20.12 + 2.74 \times 10^{-3} = 20.12 \text{ mm} \quad f_{adm} = l/250 = 6000/250$$

$$= 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 20.12 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **bloc C (entre principal)**

➤ **plancher terrasse**

a. vérification de la solive

Les solives sollicitées par :

$$G = 6.20 \text{ KN/m}$$

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

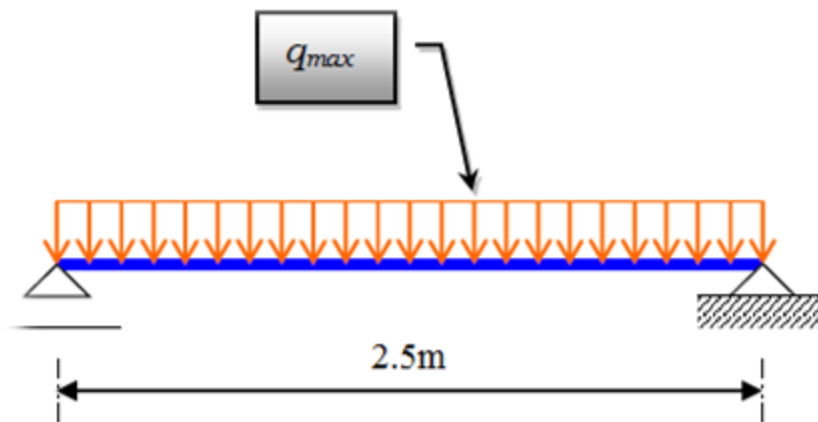


Figure II. 10 : Solive de plancher terrasse

Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étai placé à la mi-travée

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15}$$

$$100 \text{ mm} < h < 166.67 \text{ mm}$$

On choisit un IPE140

- **Phase de construction**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Phase finale**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Calcul des connecteurs**

Connexion totale

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

- **Toutes les vérifications sont vérifiées**

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

b. Vérification de la poutre principale

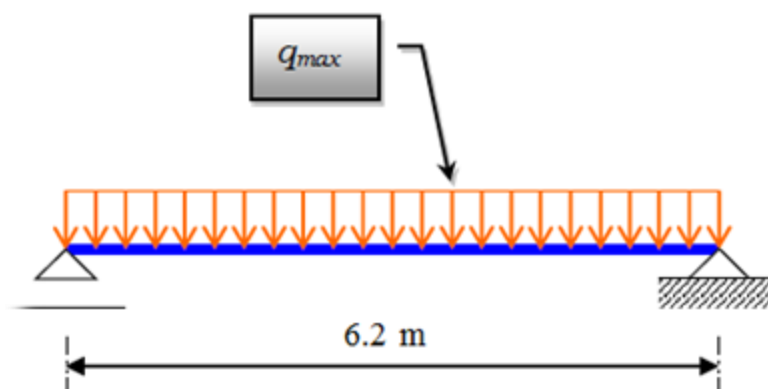


Figure II. 11: Poutre principale du plancher terrasse

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6200}{25} \leq h \leq \frac{6200}{15} \rightarrow 248 \text{ mm} \leq h \leq 413.33 \text{ mm}$$

On choisit un IPE 300

- **Phase de construction**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Phase finale**

Toutes les vérifications sont vérifiées

➤ **Plancher étage courant**

A. Vérification de la solive

On choisit un **IPE140**

Toutes les vérifications sont vérifiées

• **Calcul des connecteurs**

Connexion totale

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

Toutes les vérifications sont vérifiées

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm.

B. Vérification de la poutre principale

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6200}{25} \leq h \leq \frac{6200}{15} \rightarrow 248 \text{ mm} \leq h \leq 413.33 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE 300**

Toutes les vérifications sont vérifiées

récapitulatif:

Tableau IV.05: Poutres obtenues dans la structure

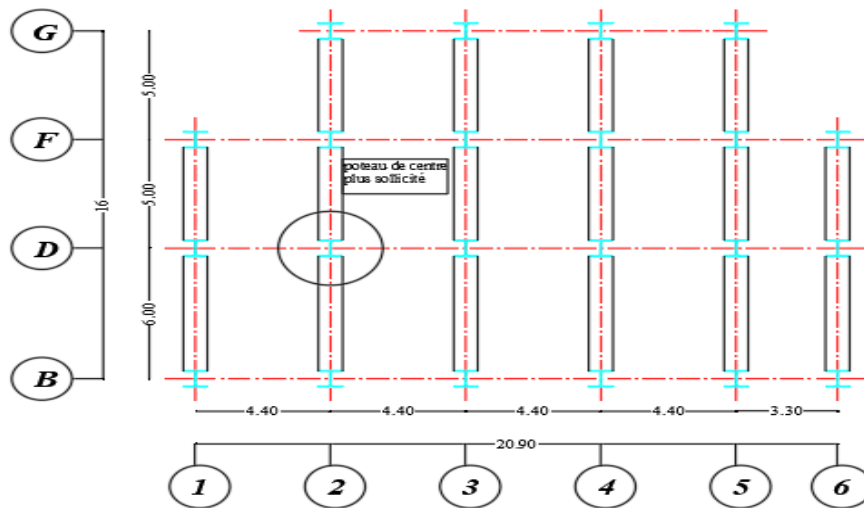
Poutre principale	Profilés
étage courant	IPE 300
plancher terrasse	IPE 300

Tableau IV.06: solive obtenues dans la structure

Solive	Profilés
étage courant	IPE 140
plancher terrasse	IPE 140

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.



Poteau central Figure II.12 : Poteau central plus sollicité

La surface qui revient au poteau central (le plus sollicité)

$$S = \left(\frac{4.4 + 4.4}{2} \right) \times \left(\frac{6 + 5}{2} \right)$$

$$S = 24.2 \text{ m}^2$$

Q_0	(0)	Q_0
Q_1	(1)	$Q_0 + Q_1$
Q_2	(2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	(3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	(4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	(5)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_6	(6)
Q_7	(7)	étage n : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q_8	(8)	
Q_9	(9)	
Q_{10}		

**TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES**

Figure II. 13: Dégression des surcharges

▪ La descente des charges

✓ Charge permanente

Tableau II.07: La charge permanente (Poteau central)

Niveaux	G (KN/m ²)	ΣG (KN / m ²)	G(KN)
8 ^{eme} étage	6.2	6.2	150.04
7 ^{eme} étage	5.7	11.9	287.98
6 ^{eme} étage	5.7	17.6	425.92
5 ^{eme} étage	5.7	23.3	563.86
4 ^{eme} étage	5.7	29	701.8
3 ^{eme} étage	5.7	34.7	839.74
2 ^{eme} étage	5.7	40.4	977.68
1 ^{eme} étage	5.7	46.1	1115.62
RDC	5.7	51.8	1253.56
Sous sole	5.7	57.5	1391.5

✓ Charge d'exploitation

Tableau II.08: La charge d'exploitation (Poteau central)

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN / m ²)	Q(KN)
8 ^{eme} étage	1	1	24.2
7 ^{eme} étage	1.5	2.5	60.5
6 ^{eme} étage	1.5	3.85	93.17
5 ^{eme} étage	1.5	5.05	122.21
4 ^{eme} étage	1.5	6.1	147.62
3 ^{eme} étage	1.5	7	169.4
2 ^{eme} étage	1.5	7.75	187.55
1 ^{eme} étage	1.5	8.5	205.7
RdC	1.5	9.25	233.85
Sous Sol	1.5	10	242

Niveau 08

- Surcharge d'exploitation :Q=24.2 KN

$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids propre du plancher terrasse} \dots\dots\dots G = 6.2 \times 24.2 = 150.04 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la poutre porteuse} \dots\dots\dots G = 0.422 \times 6 = 2.532 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la poutre non porteuse} \dots\dots\dots G = 0.129 \times 4.4 = 0.567 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la solive} \dots\dots\dots G = 0.129 \times 4.4 \times 3 = 1.703 \text{ KN} \end{array} \right.$

$$G_{total} = 150.04 + 2.532 + 0.567 + 1.703 = 154.842 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 154.842 + 1.5 \times 24.2 = 245.34 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement du Poteau**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sde} l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_{nec} \geq \frac{245.34 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 981.36 \text{ mm}^2 = 9.8136 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA 100** → $A = 21.24 \text{ cm}^2$

Après la vérification de l'assemblage

Donc on choisit un **HEA200**

$b_{poteau} = 200 > b_{poutre} = 150 \text{ mm}$

- **Vérification de flambement**

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

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3692 \times 10^4}{53.83 \times 10^2}} = 82.83 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3500 \times 1}{82.83} = 42.25$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1336 \times 10^4}{53.8 \times 10^2}} = 49.83 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3500 \times 1}{49.83} = 70.23$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 42.25 \\ \lambda_z = 70.23 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'axe **z-z**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{70.23}{86.4} = 0.81 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ (classe 1 ,2 et 3)

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2, t_f = 10\text{mm} \leq 100\text{mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5(1 + 0.49(0.81 - 0.2) + 0.81^2) = 0.97$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.97 + \sqrt{0.97^2 - 0.81^2}} = 0.66$$

$$N \leq 0.66 \times 1 \times 5380 \times \frac{275}{1.1} = 887.7\text{ KN}$$

245.34 KN ≤ 887.7 KN **Condition vérifiée**

Niveau RDC

- Surcharge d'exploitation :Q=417.45 KN

- (poids propre du plancher terrasse G = 223.85 KN
- (poids propre de la poutre porteuse G = 0.422 × 6 = 2.532KN
- (poids propre de la poutre non porteuse G = 0.129 × 4.4 = 0.567 KN
- (poids propre de la solive G = 0.129 × 4.4 × 3 = 1.703 KN

$$G_{total} = 1258.362\text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 11258.362 + 1.5 \times 223.85 = 2034.5637\text{KN}$$

- **Pré dimensionnement du Poteau**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sde} l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_{nec} \geq \frac{2034.5637 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 8138.2548\text{ mm}^2 = 81.38\text{cm}^2$$

On adopte un **HEA 300** → $A = 112.5\text{ cm}^2$

Après la vérification de l'assemblage

Donc on choisit un **HEA320**

$$b_{poteau} = 300 > b_{poutre} = 160\text{ mm}$$

- Vérification de flambement

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

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{18260 \times 10^4}{112.5 \times 10^2}} = 127.40 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4500 \times 1}{127.40} = 35.32$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6310 \times 10^4}{112.5 \times 10^2}} = 74.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4500 \times 1}{74.9} = 60.08$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 35.32 \\ \lambda_z = 60.08 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60.08}{86.4} = 0.69 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1,2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{290}{300} = 0.69 < 1.2, \quad t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5(1 + 0.49(0.69 - 0.2) + 0.69^2) = 0.86$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.86 + \sqrt{0.86^2 - 0.69^2}} = 0.73$$

$$N \leq 0.73 \times 1 \times 11250 \times \frac{275}{1.1} = 2053.125 \text{ KN}$$

2034.5637 KN ≤ 2053.125KN Condition vérifiée

✚ Poteaux centraux

Tableau II. 09 : Profilés des poteaux centraux

Nombre d'étage	Hauteur (m)	Profilés
8	3.5	HEA200
7	3.5	HEA200
6	3.5	HEA200
5	3.5	HEA240
4	3.5	HEA240
3	3.5	HEA260
2	3.5	HEA260
1	3.5	HEA300
RdC	4.5	HEA320
Sous sol	2.8	HEA320

III.1 Effet de la neige

III.1.1 Introduction

Ce chapitre a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. Notre projet se situe à une altitude de 256 m.

III.1.2 Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface est en fonction de la zone et la forme de la toiture. Elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (kN / m^2)$$

Avec :

- $S_k (kN / m^2)$ est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige. (Annexe 1)
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se situe à Blida qui correspond à la zone B d'après le RNV 2013.

$$\text{Zone B} \quad S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec H : l'altitude de site par rapport au niveau de la mer

$$H = 256 \text{ m}$$

$$S_K = \frac{0.04 \times 256 + 10}{100} = 0.2024$$

Coefficient de forme des toitures :

Tableau III.1 : Coefficient de forme de la toiture

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0.8

$$\text{Donc : } S = 0.8 \times 0.2024 = \mathbf{0.162 \text{ KN/m}^2} \quad \rightarrow \quad S = \mathbf{0.162 \text{ KN/m}^2}$$

III.2 Etude de vent

III.2.1 Introduction

Les actions exercées par le vent sont considérées comme des actions fixes variables est supposé perpendiculaire aux surfaces extérieurs et intérieurs des constructions, l'action peut aussi être tangentielle (force de frottement).

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

III.2.2 Procédure de calcul

Tableau III. 2 : Etapes de calcul des actions dues au vent

Paramètre	Référence
-Pression dynamique de référence $q_{réf}$	§ 2.3.1
-Hauteur de référence Z_e	§ 2.3.2
-Catégorie de terrain	§.2.4.3
-Intensité de turbulence $I_v(z)$	§ 2.4.6
-Coefficient de topographie $C_t(z)$	§2.4.5
-Coefficient de rugosité $C_r(z)$	§2.4.4
-Coefficient d'exposition $C_e(z)$	§2.4
-Pression dynamique de pointe q_p	§2.3
Pression exercée par le vent	
-Coefficient de pression extérieur C_{pe}	§5.1
- Coefficient de pression intérieur C_{pi}	§5.2
-Pression aérodynamique extérieur W_e	§2.6.2
- Pression aérodynamique intérieur W_i	§2.6.2
Force exercés par le vent	
- Coefficient dynamique C_d	§3
- Force exercée par le vent (à partir des coeff de force et des coeff de pression)	§2.6. (1.2)
F_w	

III.2.3 Détermination des données relatives au site

Notre projet se situe à Blida qui est classé en zone **I** selon le RNV2013 d'où :

a. La pression dynamique de référence $q_{réf}$

La pression dynamique de référence est donnée par le tableau §2.2 en fonction de la zone du vent :

Tableau III. 3 : Valeur de la pression dynamique

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Donc :

$q_{réf} = 375 \text{ N/ m}^2$

b. Vitesse de référence de vent $V_{réf}$

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0.02 .

Tableau III. 4: Valeur de la vitesse de référence du vent

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Alors :

$V_{réf} = 25 \text{ (m/s)}$

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellement isolées , etc .

Le site de bâtiment est site plat d'après le **RNV2013**

$C_t(z) = 1$ pour $\emptyset < 0.05$

$C_t(z) = 1$

d. Catégorie du terrain

Les catégories de terrain sont donnés dans le tableau 2.4 (RNV2013) que les valeurs des paramètres suivantes :

- K_T , facteur de terrain ;
- z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m), hauteur minimal ;
- ε , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Tableau III. 5: Catégorie du terrain

Catégorie du terrain	K_T	z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'une plus 20 fois leur hauteur	0.215	0.3	5	0.61

III.2.4 Détermination des coefficients due au vent

III.2.4.1 La direction du vent perpendiculaire à la façade principale (Sens V1)

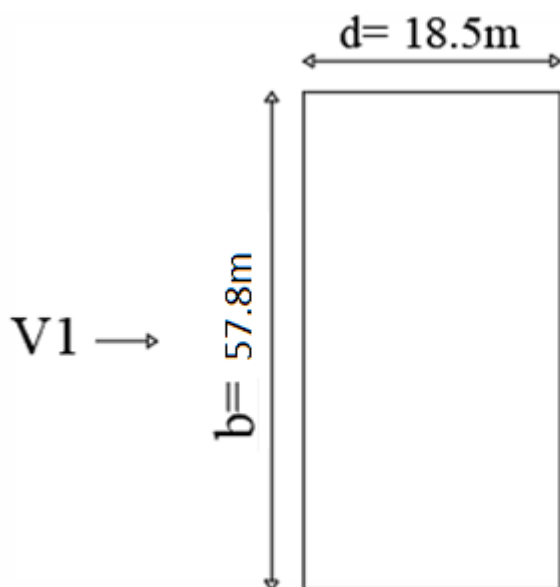


Figure III.1: Sens du vent V1

- Dimensionnement de l'ouvrage

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

Longueur : 57.8m

Largeur : 18.5m

Hauteur : 32.5m

a. Hauteur de référence Z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.1 ; [2]

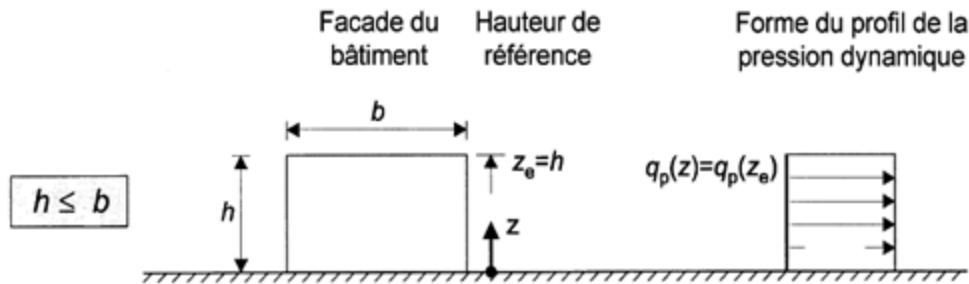


Figure III.2: Hauteur de référence Z_e en fonction de la pression dynamique

Notre bâtiment a : $\begin{cases} h = 32.5 \text{ m} \\ b = 57.8 \text{ m} \end{cases} \rightarrow h \leq b$

Donc, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué d'un seul élément de surface

b. Coefficient de rugosité $C_r(z)$

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Où :

- K_T , facteur de terrain ;

- z_0 (en m), paramètre de rugosité ;

- Z_{min} (en m), hauteur minimal ;

- Z (en m) est la hauteur considéré ;

On a $Z_{min}= 5m \leq Z = 32.5 \leq 200 m$

-Pour les parois verticales

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \text{Ln}\left(\frac{32.5}{0.3}\right)$$

$C_r(z) = 1.007$

-Pour la toiture plate

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \text{Ln}\left(\frac{33.1}{0.3}\right)$$

$C_r(z) = 1.011$

Tableau III. 6 : Résultats de coefficient de rugosité $C_r(z)$

z_e (m)	$C_r(z)$
Paroi verticale $z_e = 32.5m$	1.007
Toiture plate $z_e = 33.1m$	1.011

c. Intensité de turbulence $I_v(z)$

L'intensité de la turbulence est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{32.5}{0.3}\right)} = 0.213 \text{ (paroi verticale)}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{33.1}{0.3}\right)} = 0.212 \text{ (Toiture plate)}$$

Tableau III. 7 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$

z_e (m)	$I_v(z)$
Paroi verticale $z_e = 32.5m$	0.213
Toiture plate $z_e = 33.1m$	0.212

d. Coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol

L'équation est donnée par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

Où :

- C_r : est le coefficient du rugosité
- C_t : est le coefficient de topographie
- $I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence
- Z (en m) est la hauteur considérée

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.007^2 \times [1 + 7 \times (0.213)] = 2.53 \text{ (Paroi verticale)}$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.011^2 \times [1 + 7 \times (0.212)] = 2.54 \text{ (Toiture plate)}$$

Tableau III. 8 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

z_e (m)	$C_e(z)$
Paroi verticale $z_e = 32.5m$	2.53
Toiture plate $z_e = 33.1m$	2.54

e. Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence (z_e) est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

Avec $q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

Tableau III.9 : Résultat de la Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

z_e (m)	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Paroi verticale $z_e = 32.5m$	2.53	948.75
Toiture plate $z_e = 33.1m$	2.54	952.5

❖ **Tableau récapitulatif**

Tableau III. 10 : Résultat des différents coefficients en fonction de Z_e (m)

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Paroi verticale $z_e = 32.5m$	1.007	0.213	2.53	948.75
Toiture plate $z_e = 33.1m$	1.011	0.212	2.54	952.5

f. Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension la dimension du bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$\text{On a } \begin{cases} h = 32.5m < 100m \\ h = 32.5m < 4b = 4 \times 57.8 = 231.2m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative $C_d = 1$ peut être considérée.

- **Coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10 m^2$$

- **Paroi verticale**

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

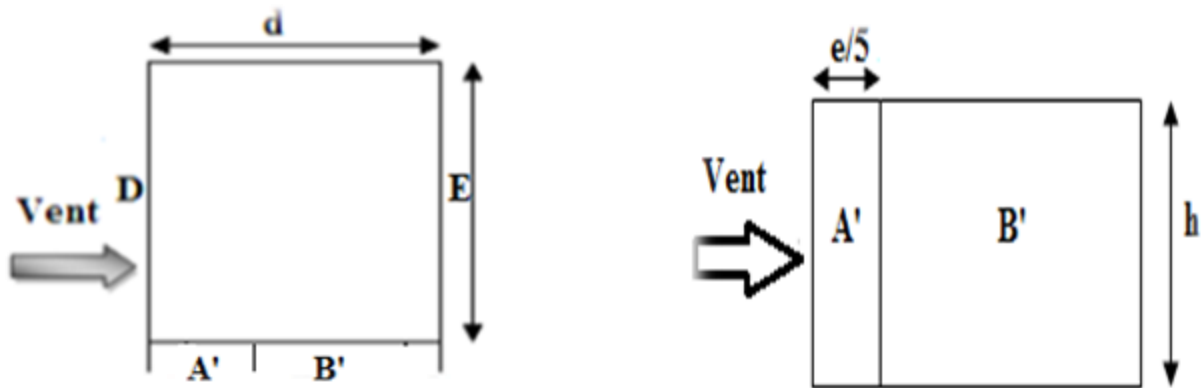


Figure III. 3: Légende pour les parois verticales-sens V1

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(57.8; 2 \times 32.5) = \text{Min}(57.8; 65)$$

$$e = 57.8 \text{ m}$$

$$d = 18.5 \text{ m}$$

On est dans le cas où $d \leq e$

$$\text{- Aire de la zone A' : } A_{A'} = \frac{e}{5} \times h = \frac{57.8}{5} \times 32.5 = 375.7 \text{ m}^2$$

- Aire de la zone B' : $A_{B'} = (d - e/5) \times (h) = (18.5 - 57.8/5) \times (32.5)$
 $A_{B'} = 225.55 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 57.8 \times 32.5 = 1878.5 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E : $A_E = (b - 15) \times h = (57.8 - 15) \times 32.5 = 1391 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau III. 11 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment

Zone	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

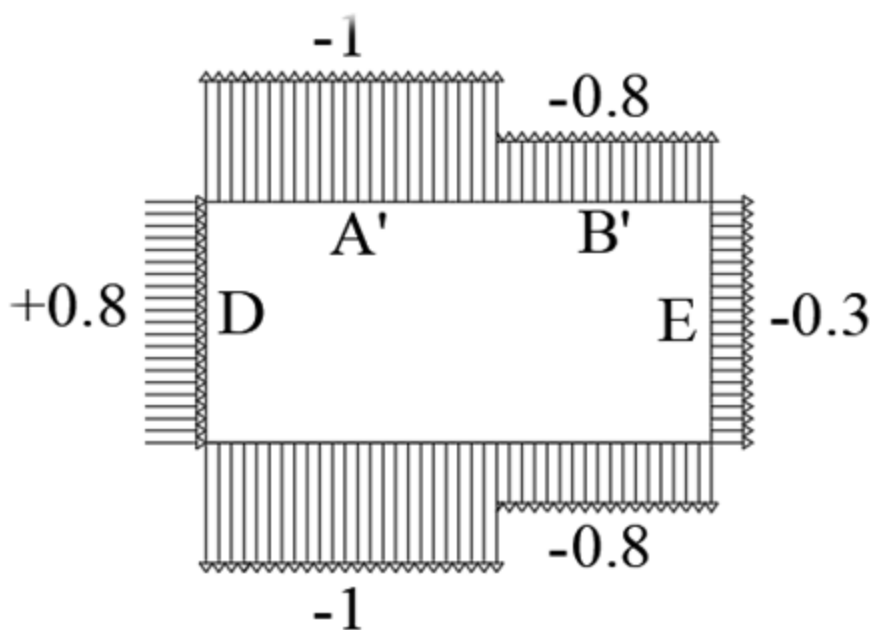


Figure III. 4: Valeur de (C_{pe}) pour les parois verticales-sens V1

- Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5° .

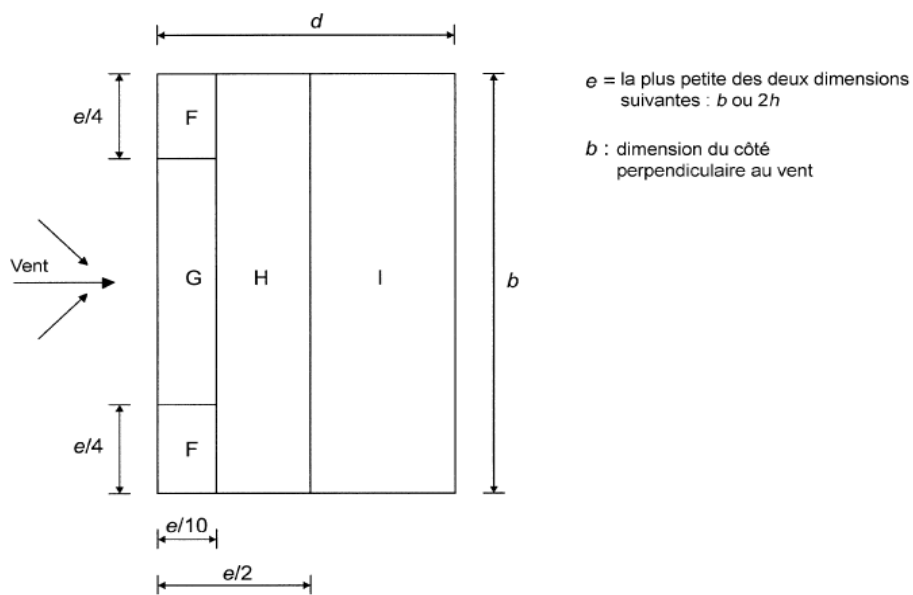
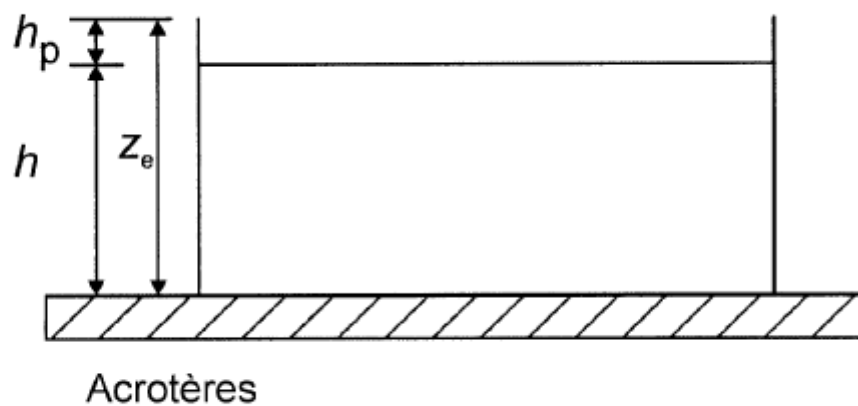


Figure III. 5: Légende pour les toitures plates

$h = 32.5\text{m}$

$h_p = 0.6\text{m}$

$e = \text{Min} (b; 2h) = \text{Min} (57.8; 2 \times 32.5) = \text{Min} (57.8; 65)$

$e = 57.8\text{ m}$

$$e/2 = 57.8/2 = 28.9$$

$$e/4 = 57.8/4 = 14.45$$

$$e/10 = 57.8/10 = 5.78$$

- Aire de la zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = (14.45 \times 5.78) = 83.521 \text{ m}^2$

- Aire de la zone G : $A_G = [(b - 2(e/4)) \times (e/10)] = [(57.8 - 2(14.45)) (5.78)]$
 $A_G = 167.042 \text{ m}^2$

- Aire de la zone H : $A_H = [(e/2 - e/10) \times b] = [(28.9 - 5.78) \times 57.8]$
 $A_H = 1336.336 \text{ m}^2$

- Aire de la zone I : $A_I = [(d - (e/2)) \times b] = [(18.5 - (28.9)) \times 57.8] = 601.12 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{32.5} = 0.018 \cong 0.025$$

Les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.12: Les valeurs de Cpe pour les toitures plates

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2

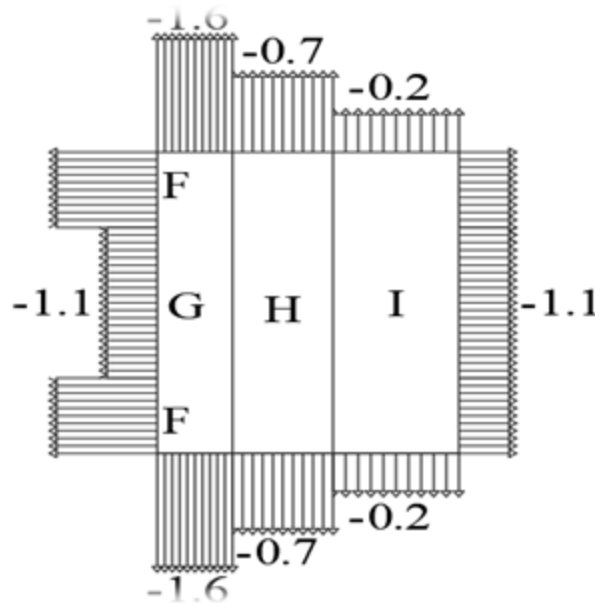


Figure III. 6: Valeur de C_{pe} pour les toitures plates -sens V1

- **Coefficient de pression intérieure C_{pi}**

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- ❖ **Calcul des surfaces des ouvertures**

Sens 1 : Le vent perpendiculaire à la longueur $b=57.8\text{m}$

Façade principale :

$$S = [15 \times 11(1.40 \times 1.20)] + 4(1.80 \times 2.40) = \mathbf{294.48 \text{ m}^2}$$

Façade postérieure :

$$S = [6 \times 11(1.40 \times 1.20)] + [4 \times 10(1.40 \times 0.60)] = \mathbf{144.48 \text{ m}^2}$$

Sens 2 : Le vent perpendiculaire à la largeur $b=18.5\text{m}$

Façade latérale :

$$S = [4 \times 11(1.40 \times 1.20)] + 1(1.60 \times 2.20) = \mathbf{77.44 \text{ m}^2}$$

Dans notre cas on a une face dominante dans la direction de vent 1

$$S = 294.48\text{m}^2 > 2 \times 144.48 = 288.96 \text{ m}^2.$$

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante (chap.5 §5.2.1.4), le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi} = 0,75C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

On prend C_{pe} de la zone d :

$$\text{Donc } C_{pi} = 0,75 \times 0,8 = 0,6.$$

- **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{(zj)} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$q_p(z_e)$ En $[N/m^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

- La pression due au vent de paroi verticale (Sens V1)

Tableau III.13: La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (paroi verticale)

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
A'	32.5	948.75	-1.0	0.6	-1518
B'	32.5	948.75	-0.8	0.6	-1328.25
D	32.5	948.75	+0.8	0.6	189.75
E	32.5	948.75	-0.3	0.6	-853.875

- La pression due au vent de toiture plate (Sens V1)

Tableau III. 14: La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (Toiture plate)

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
F	33.1	952.5	-1.6	0.6	-2095.5
G	33.1	952.5	-1.1	0.6	-1619.25
H	33.1	952.5	-0.7	0.6	-1238.25
I	33.1	952.5	-0.2	0.6	-762

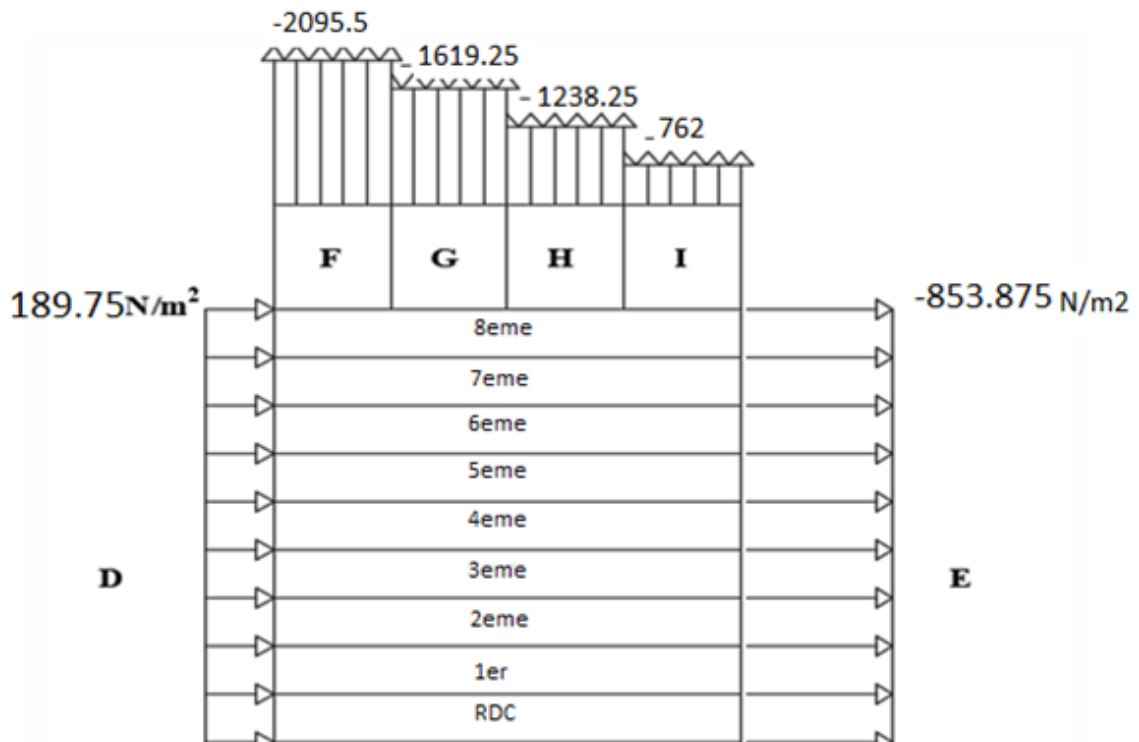


Figure III. 7: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (Sens V1).

III.2.4.2 La direction du vent perpendiculaire à la largeur (Sens V2)

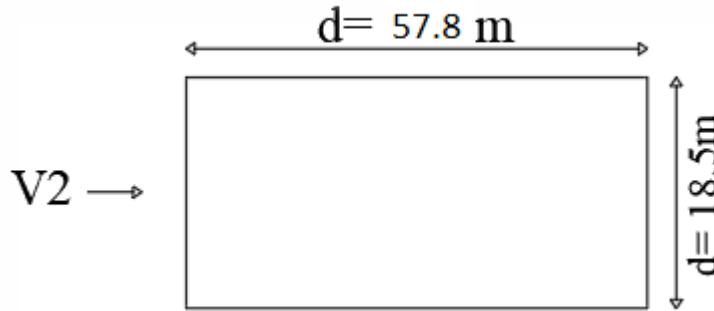


Figure III. 8 : Sens du vent V2

a. Hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.3 ;

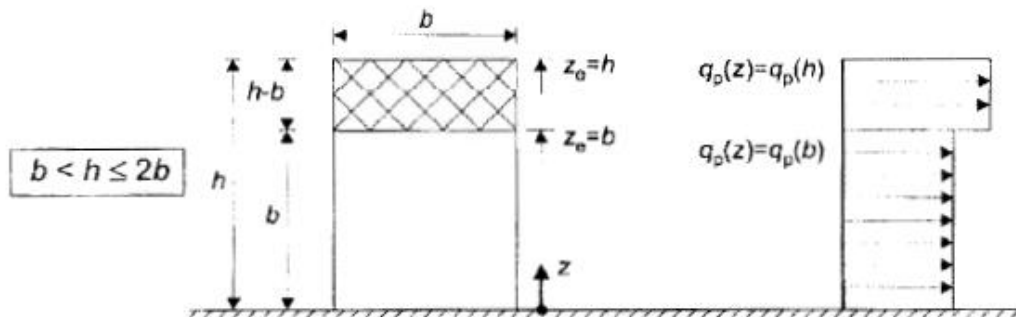


Figure III. 9 : Hauteur de référence z_e correspondant de la pression dynamique

Notre bâtiment a : $\begin{cases} h = 32.5 \text{ m} \\ b = 18.5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b < h \leq 2b$

$z_e = b$ $z_e = h - b = 32.5 \text{ m} - 18.5 = 14 \text{ m}$

b. Coefficient de rugosité $C_r(z)$

$C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)$ pour $Z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$

Tableau III.15 : Résultat de coefficient de rugosité $C_r(z)$

	z_e (m)	$C_r(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.886
$z_e = h+hp$	0 → 33.1m	1.011

c. Intensité de turbulence $I_v(z)$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ Pour } z > z_{min}$$

Tableau III. 16 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$

	z_e (m)	$I_v(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.243
$z_e = h + hp$	0 → 33.1m	0.213

d. Coefficient d'exposition $C_e(z)$

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

Tableau III. 17 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

	z_e (m)	$C_e(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	2.12
$z_e = h+hp$	0 → 33.1m	2.55

e. Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad ; \text{ Avec } q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tableau III. 18 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

	z_e (m)	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
$z_e = b$	0 → 18.5m	2.12	795
$z_e = h + hp$	0 → 33.1m	2.55	956.25

Tableau récapitulatif :

Tableau III. 19 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de Z_e (m)

	z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.886	0.243	2.12	795
$z_e = h + hp$	0 → 33.1m	1.011	0.213	2.55	956.25

f. Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension la dimension du bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$\text{On a } \begin{cases} h = 32.5m < 100m \\ h = 32.5m < 4b = 4 \times 18.5 = 74m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative $C_d = 1$ peut être considérée.

- **Coefficient de pression extérieur C_{pe}**

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10 m^2$$

- **Paroi verticale**

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(18.5; 2 \times 32.5) = \text{Min}(18.5)$$

$$e = 18.5 \text{ m}$$

$$d = 57.8m$$

On est dans le cas où $d > e$

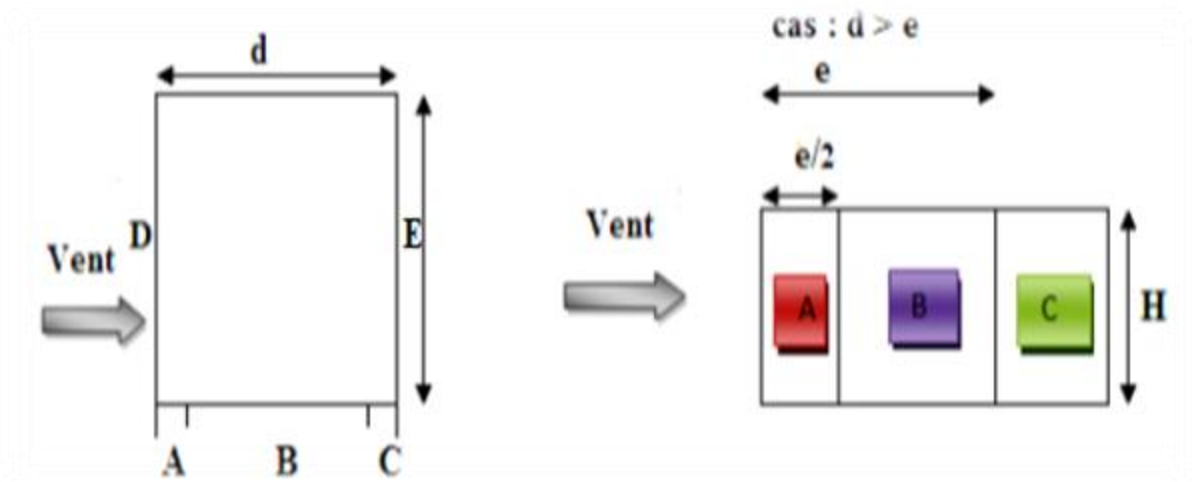


Figure III. 10 : Légende pour les parois verticales

- Aire de la zone A : $A_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{18.5}{5} \times 32.5 = 120.25 \text{ m}^2$
- Aire de la zone B : $A_B = \left(e - \left(\frac{e}{5} \right) \right) \times h = (18.5 - (9.25)) \times 32.5 = 300.625 \text{ m}^2$
- Aire de la zone C : $A_C = (d - e) \times h = (57.8 - 18.5) \times 32.5 = 1277.25 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 18.5 \times 32.5 = 601.25 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E : $A_E = b \times h = 18.5 \times 32.5 = 601.25 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau III.20 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

• Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5° .

$h = 32.5 \text{ m}$

$h_p = 0.6 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(18.5; 2 \times 32.5) = \text{Min}(18.5; 65)$

$e = 18.5 \text{ m}$

$e/2 = 18.5/2 = 9.25$

$e/4 = 18.5/4 = 4.625$

$$e/10 = 18.5/10 = 1.85$$

- Aire de la zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = (4.625 \times 1.85) = 8.55 \text{ m}^2$
- Aire de la zone G : $A_G = [(b - 2(e/4)) \times (e/10)] = [(18.5 - 2(4.625)) (1.85)]$
 $A_G = 17.11 \text{ m}^2$
- Aire de la zone H : $A_H = [(e/2 - e/10) \times b] = [(9.25 - 1.85) \times 18.5] = 136.9 \text{ m}^2$
- Aire de la zone I : $A_I = [(d - (e/2)) \times b] = [(57.8 - (18.5/2)) \times 18.5]$

$$A_I = 898.175 \text{ m}^2$$

$$(A_G; A_H; A_I) > 10 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Donc } C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$1 \text{ m}^2 < A_F < 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$\rightarrow C_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \times \log_{10}(8.55)$$

$$\rightarrow C_{pe} = -1.64$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{32.5} = 0.018 \cong 0.025$$

Les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 21 : Les valeurs de C_{pe} pour les toitures plates

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.64	-1.1	-0.7	-0.2

• Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante (chap.5 §5.2.1.4), le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi} = 0,75 C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

On prend C_{pe} de la zone d :

$$\text{Donc } C_{pi} = 0,75 \times 0,8 = 0,6$$

- **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{(zj)} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$q_p(z_e)$ En $[N/m^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

- **La pression due au vent de paroi verticale (Sens V2)**

Tableau III. 22 : Pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (paroi verticale)

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
A	32.5	948.75	-1.0	0.6	-1518
B	32.5	948.75	-0.8	0.6	-1328.25
C	32.5	948.75	-0.5	0.6	-1043.62
D	32.5	948.75	+0.8	0.6	189.75
E	32.5	948.75	-0.3	0.6	-853.875

- **La pression due au vent de toiture plate (Sens V2)**

Tableau III. 23 Pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (Toiture plate)

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
F	33.1	952.5	-1.64	0.6	-2133.6
G	33.1	952.5	-1.1	0.6	-1619.25
H	33.1	952.5	-0.7	0.6	-1238.25
I	33.1	952.5	-0.2	0.6	-762

III.3.1 Force du vent

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = W_{(zj)} \times A_{ref} \quad [N] \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$

A_{ref} : Surface élémentaire

$W_{(zj)}$: La pression aérodynamique

a. Sens V1

❖ Paroi verticale

Tableau III. 24 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	$F_w (KN)$
A'	375.7	-1518	-570.31
B'	225.55	-1328.25	-299.59
D	1878.5	189.75	356.45
E	1391	-853.875	-1187.74

❖ Toiture plate

Tableau III. 25 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V1)

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	$F_w (KN)$
F	167.042	-2095.5	-350.03
G	167.042	-1619.25	-270.48
H	1336.336	-1238.25	-1654.72
I	601.12	-762	-458.05

b. Sens V2

❖ Paroi verticale

Tableau III. 26 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/ m2]	$F_w (KN)$
A	120.25	-1518	-182.54
B	300.625	-1328.25	-399.31
C	1277.25	-1043.625	-1332.97
D	601.25	189.75	114.09
E	601.25	-853.875	-513.39

❖ Toiture plate

Tableau III. 27 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V2)

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/ m2]	$F_w (KN)$
F	17.1	-2133.6	-36.48
G	17.11	-1619.25	-27.71
H	136.9	-1238.25	-169.52
I	898.175	-762	-684.41

Remarque

Les forces qu'on a trouvées (du vent) on les compare avec les forces sismiques.

III. 3.2 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

- **Condition à vérifier**

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h).$$

- **Direction V1**

✓ $2(18.5 \times 32.5) \leq 4(2(57.8) \times 32.5)$

✓ $1202.5 \leq 15028$ la condition est vérifiée.

- **Direction V2**

✓ $2(57.8 \times 32.5) \leq 4(2(18.5) \times 32.5)$

✓ $3757 \leq 4810$ la condition est vérifiée

Remarque

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

IV.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et de sécurité imposé par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2018** qui est un logiciel de calcul de structure.

IV.2 Le but de l'étude dynamique

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de cette vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques, le calcul peut être mené par les trois (03) méthodes qui sont :

- ✚ La méthode statique équivalente
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.3.1 La méthode statique équivalente

Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et à 30m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, est les conditions complémentaires suivante :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIbet III :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux
Ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Remarque

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment car la structure est implantée en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17 m .Donc on passe à la méthode d'analyse modale spectrale.

Le principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- b) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

Spectre de calcul (4.13)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1**) RPA99/2003

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différente de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2**) RPA99/2003

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**) RPA99/2003

T_1, T_2 : Périodes caractéristique associées au catalogue de site (**Tableau 4.7**) RPA99/2003

Q : facteur de qualité (**Tableau 4.4**) RPA99/2003

IV.3.3 Etapes de la modélisation de la structure sous Robot

- 1) Définition du modèle de la structure
- 2) Configuration de préférence de l'affaire
- 3) Lignes de construction
- 4) Définir les sections transversales (Profilés des barres)
- 5) définir les contours de planche
- 6) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base
- 7) Définition des cas de charges
- 8) Chargement de la structure
- 9) Définition des options de calcul
- 10) Le nœud maître (liaison rigide)
- 11) Les combinaisons d'actions

- ELU

- ELS

- G+Q±EX
- G+Q±EY
- 0.8G±EX
- 0.8G±EY
- G+Q±1.25 EX
- G+Q±1.25 EY

12) Vérification de la structure

13) Exploitation des résultats

14) Vérification des résultats

15) Vérification des réactions

16) Vérification des déplacements des nœuds

17) Vérification des efforts dans les barres

IV.4 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : [3]

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

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen;

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

IV.4.1 Modèle initial

❖ *Structure sans contreventement avec le prédimensionnement*

❖ **Dimension du bâtiment**

- Longueur totale57.8 m
- Largeur totale.....18.5m
- Hauteur totale.....32.5 m

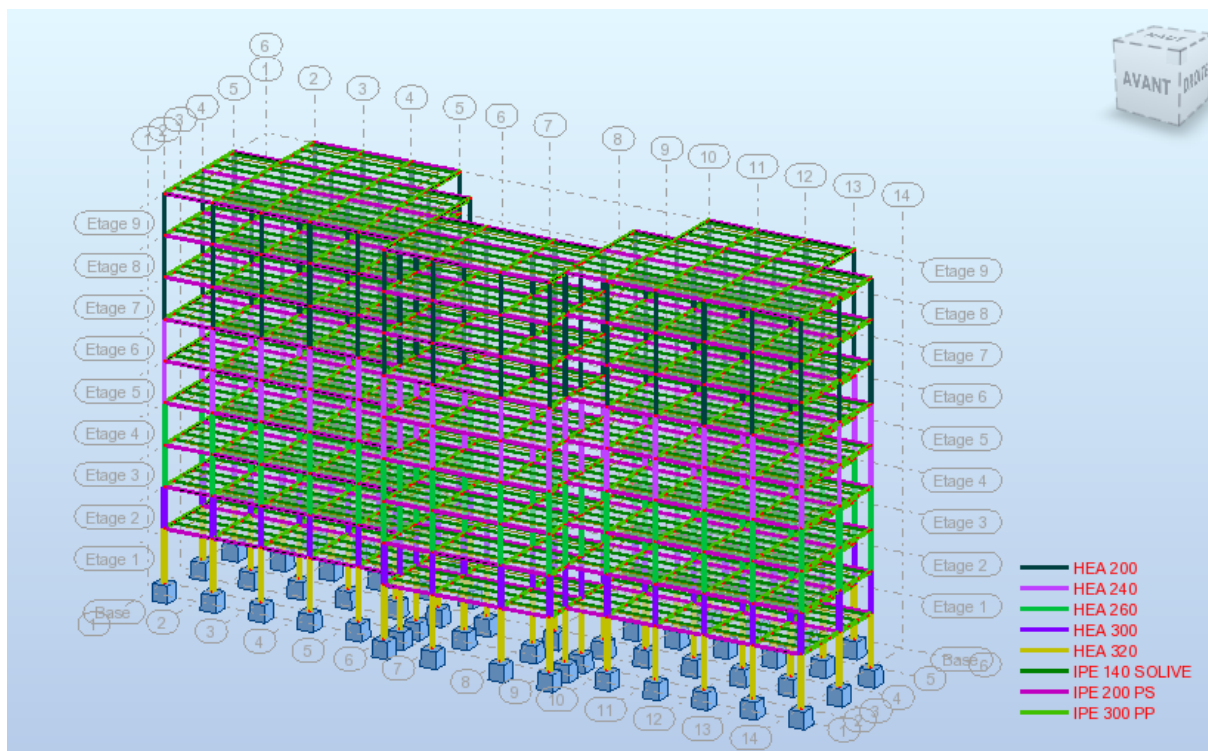


Figure IV. 01: Vue de 3D de bâtiment



Figure IV.02: Vue de façade de bâtiment

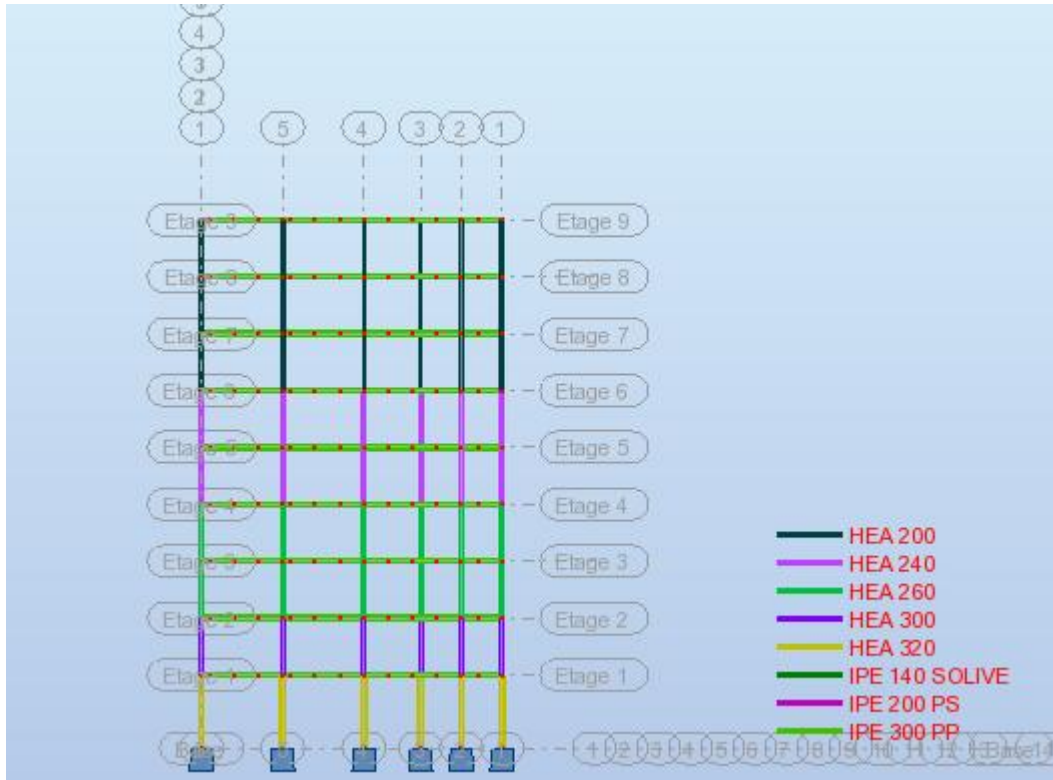


Figure IV.03: Vue de profil de bâtiment

IV.4.1.1 Détermination des paramètres

- **Coefficient d'accélération A**
- Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 (RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. D'après la classification sismique de wilaya de Blida (ANNEXE 1). Notre structure est implantée en zone **III** et de groupe d'usage **2** (Article 3.2) la hauteur de bâtiment ne dépasse pas 48m.

Tableau IV.01: Coefficient d'acceleration de zone A

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

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre structure on a un portique auto-stable ordinaires. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=4$

➤ **Facteur de qualité Q**

- Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle et de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [3]

Tableau IV.02: Facteur de qualité Q

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur lesfiles de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.15	1.15

Poids totale de la structure W

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{\text{etage}}^i \text{ Tel que : } W_{\text{etage}}^i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{etage}^i : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du planche.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Tableau 4.5) [3]

$\beta = 0.2$ Pour les bâtiments à usage habitation ou bureau

D'après les résultats du ROBOT et la combinaison $(G + \beta Q)$

Le poids total de la structure est $W = 40267,10 \text{ KN}$

La période fondamentale de la structure

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$T = 0.05 \times 32.5^{3/4} = 0.681 \text{ s}$$

T = 0.681s

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{57.8} = 0,38\text{s}$$

$$T_y = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{18.5} = 0,68\text{s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0,38\text{s} ; T_{empirique} = 0,681\text{s} \\ T_y = 0,68\text{s} ; T_{empirique} = 0,681\text{s} \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.38\text{s} \\ T_y = 0.68\text{s} \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{analytique} = 4.62s$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 4.62s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.38 = 0.494s$$

\rightarrow on prend $T_x = 0.494s$

$$T_{analytique} = 4.62s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.38 = 0.884s$$

\rightarrow on prend $T_y = 0.884s$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D'ou \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.494}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.52 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.884}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.52 \\ D_y = 1.70 \end{cases}$$

• **Direction X**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.52 \times 1.15 \times 40267.10}{4} = 7293.37KN$$

$V_x = 7293.37KN$

• **Direction Y**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.70 \times 1.15 \times 40267.10}{4} = 4920.13KN$$

$V_y = 4920.13KN$

• **Résultats de l'étude dynamique**

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.03: Les périodes et les facteurs de participation massiques

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	4,62	80,04	0,00	80,04	0,00
2	2,71	80,04	0,00	0,00	0,00
3	2,59	80,04	78,74	0,00	78,74

4	1,63	90,89	78,74	10,85	0,00
5	0,96	90,89	78,74	0,00	0,00
6	0,93	95,08	78,74	4,19	0,00
7	0,93	95,08	90,40	0,00	11,65
8	0,65	96,94	90,40	1,86	0,00
9	0,55	96,94	90,40	0,00	0,00
10	0,53	96,94	94,74	0,00	4,36

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 4.62 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de torsion.

Le troisième mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 7ème mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 7293.37 = 5834.696 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 4920.13 = 3936.104 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+ %L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

Tableau IV.04: L'effort tranchant à la base

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	1197.17	5834.696	non vérifiée
Sens Y-Y	2516.32	3936.104	non vérifiée

$$r_x = \frac{5834.696}{1197.17} = 4,87$$

$$r_y = \frac{3936.104}{2516.32} = 1,56$$

Remarque

Les résultats de l'effort tranchant à la base non pas vérifiée

- **Vérification des déplacements latéraux inters étage**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Avec : } R : \text{coefficient de comportement}$$

$$\delta_{ek} = h_{\text{étage}} \times \text{drift}$$

driftX, driftY : obtenue par le logiciel ROBOT sans nuitée.

Nous doit vérifier $\delta_k < 1\% H_{\text{étage}}$

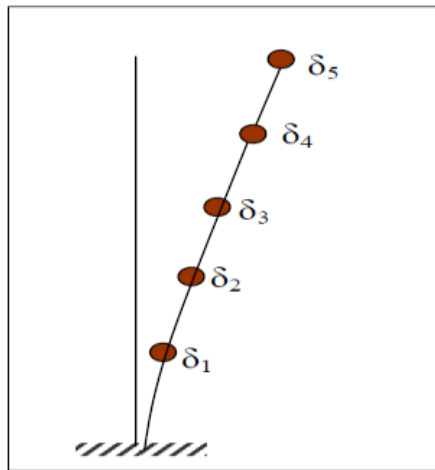


Figure IV.1 : Evaluation des déplacements inter étages

Axe X-X

Tableau IV. 05: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

étages	R	druX(cm)	druX(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	2,7	0,027	0,108	4,5	0,045	Non vérifiée
1	4	3,1	0,031	0,124	3,5	0,035	Non vérifiée
2	4	3,3	0,033	0,132	3,5	0,035	Non vérifiée
3	4	3,0	0,030	0,12	3,5	0,035	Non vérifiée
4	4	2,9	0,029	0,116	3,5	0,035	Non vérifiée
5	4	2,5	0,025	0,100	3,5	0,035	Non vérifiée
6	4	2,7	0,027	0,108	3,5	0,035	Non vérifiée
7	4	2,0	0,020	0,080	3,5	0,035	Non vérifiée
8	4	1,2	0,021	0,084	3,5	0,035	Non vérifiée

Axe Y-Y

Tableau IV. 06: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

étages	R	dru x (cm)	dru x (m)	dru x *R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	1,7	0,017	0,068	4,5	0,045	Non vérifiée
1	4	2,0	0,020	0,080	3,5	0,035	Non vérifiée
2	4	2,3	0,023	0,092	3,5	0,035	Non vérifiée
3	4	2,2	0,022	0,088	3,5	0,035	Non vérifiée
4	4	2,1	0,021	0,084	3,5	0,035	Non vérifiée
5	4	1,9	0,019	0,076	3,5	0,035	Non vérifiée
6	4	2,1	0,021	0,084	3,5	0,035	Non vérifiée
7	4	1,6	0,016	0,064	3,5	0,035	Non vérifiée
8	4	0,9	0,009	0,036	3,5	0,035	Non vérifiée

Remarque

déplacements inter étages non verifiée selon les deux axe (X-X) (Y-Y)

Alors on propose d'augmenter la section des poteaux .

IV.4.2 2^{ème} Modele

Dimension du bâtiment (Les mêmes que précédente)

Dans cette structure, on a augmenté les sections des poteaux .

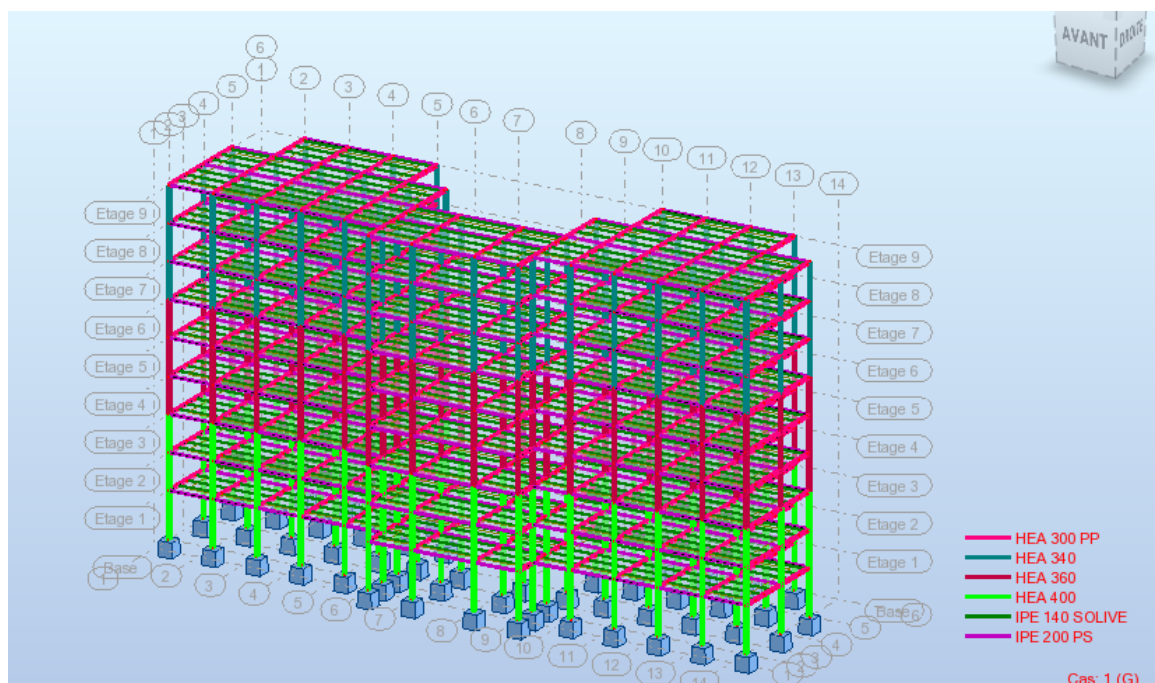


Figure IV. 05: Vue de 3D de bâtiment

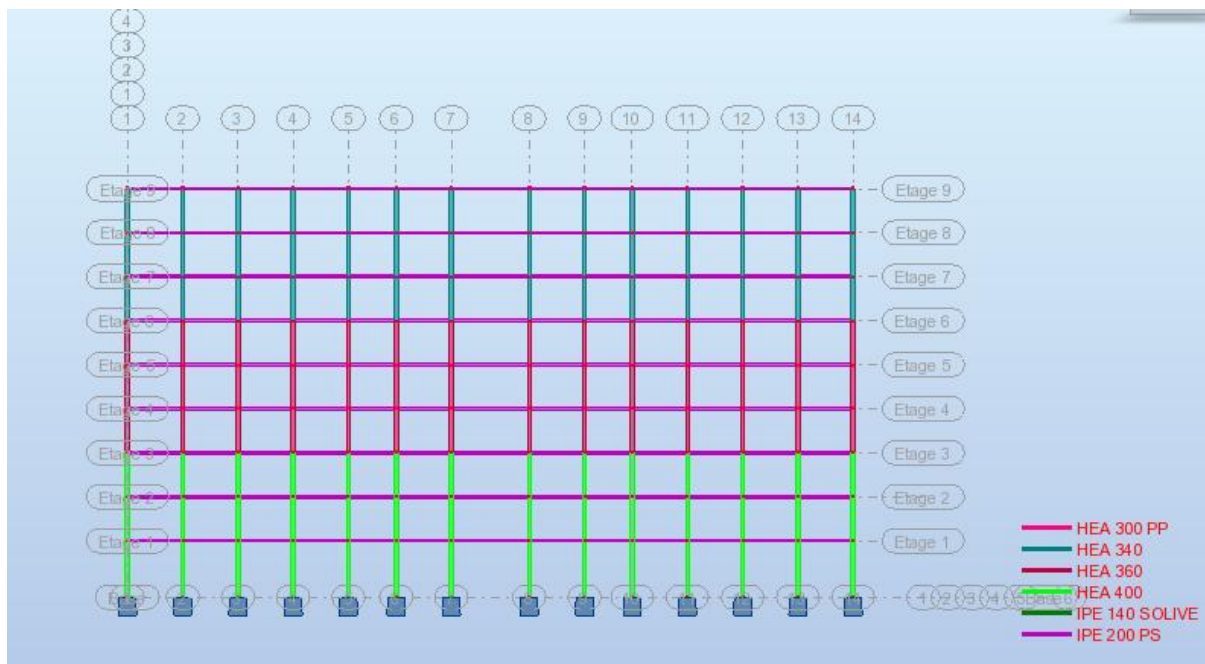


Figure IV.06: Vue de façade de bâtiment

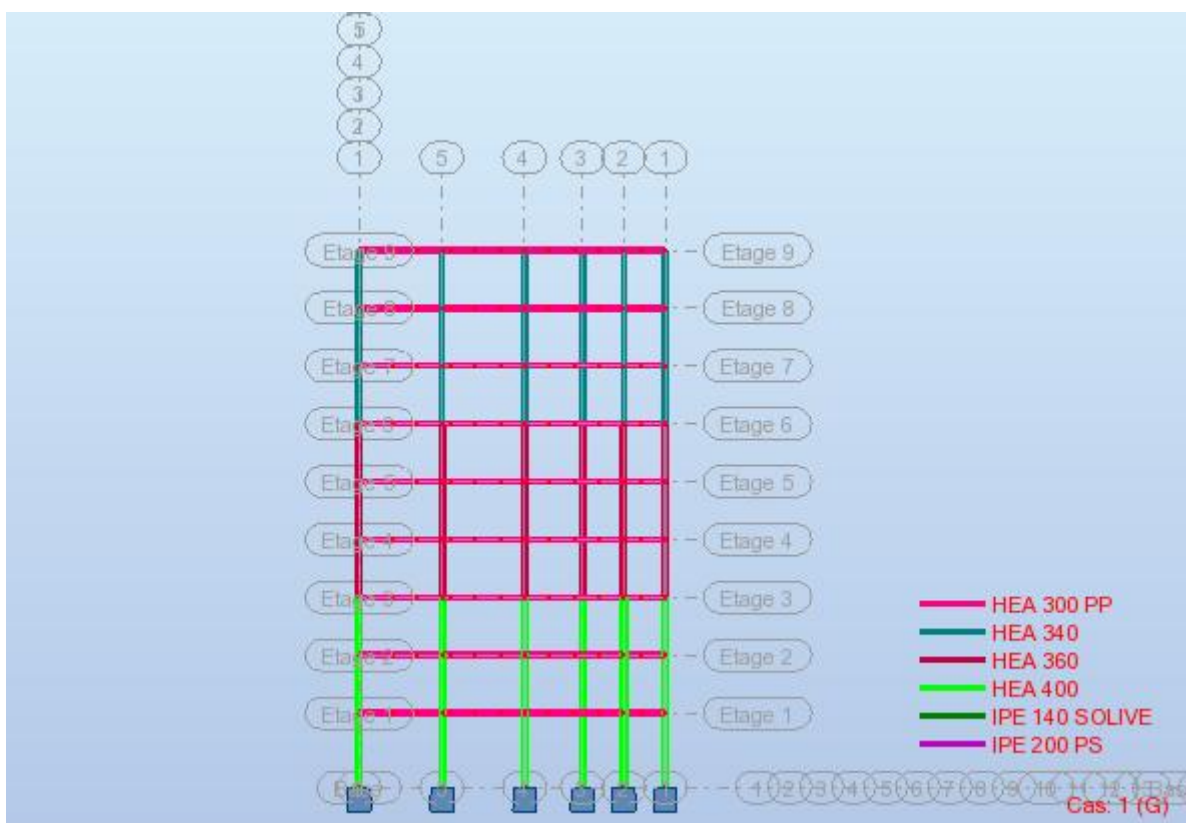


Figure IV. 07 :Vue du profile de bâtiment

IV.4.2.1 Détermination des paramètres

- **Coefficient de comportement global de la structure R**
- Dans notre structure on a un portique auto-stable ordinaires. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=4$
- **Facteur de qualité Q**

Tableau IV. 07: Facteur de qualité Q

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur lesfiles de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.15	1.15

- **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du ROBOT et la combinaison $(G+\beta Q)$

Le poids total de la structure est **W= 40596,70KN**

- **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 32.5^{3/4} = 0,681 \text{ s}$$

T= 0,681 s

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{57.8} = \mathbf{0.38s}$$

$$T_y = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{18.5} = \mathbf{0.68s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.38s ; T_{emprique} = 0.681s \\ T_y = 0.68s ; T_{emprique} = 0.681s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.68s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{4.18s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 4.18s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.38 = 0.494s \\ \rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0.494s}$$

$$T_{analytique} = 4.18s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.68 = 0.884s \\ \rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{0.884s}$$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyenne D

$$D'ou \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.494} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.52 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.884} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.52 \\ D_y = 1.70 \end{cases}$$

• Direction X

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.52 \times 1.15 \times 40596.70}{4} = 7353.07 \text{KN}$$

$$V_x = \mathbf{7353.07 \text{KN}}$$

- Direction Y

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.70 \times 1.15 \times 40596,70}{4} = 4960.41 \text{ KN}$$

$$V_y = 4960.41 \text{ KN}$$

- Résultats de l'étude dynamique

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.08: Les périodes et les facteurs de participation massiques

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	4,18	82,69	0,00	82,69	0,00
2	1,75	82,69	0,00	0,00	0,00
3	1,65	82,69	82,16	0,00	82,16
4	1,33	92,53	82,16	9,84	0,00
5	0,74	96,22	82,16	3,69	0,00
6	0,57	96,22	82,16	0,00	0,00
7	0,54	96,22	92,95	0,00	10,69
8	0,47	98,07	92,85	1,84	0,00
9	0,33	99,06	92,85	0,99	0,00
10	0,32	99,06	92,85	0,00	0,00

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 4.18 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de torsion

Le troisième. mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

- Le facteur de participation massique modale atteint les **90%** à partir du **7ème** mode.

- Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8 V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(\text{statique})} = 0.8 \times 7353.07 = 5882.456 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(\text{statique})} = 0.8 \times 4960.41 = 3968.328 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

Tableau IV.09: L'effort tranchant à la base

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	1434,62	5882.456	non vérifiée
Sens Y-Y	3501,96	3968.328	non vérifiée

$$r_x = \frac{5882.456}{1434,62} = 4.1$$

$$r_y = \frac{3968.328}{3501,96} = 1.13$$

Remarque

Les résultats de l'effort tranchant à la base non pas vérifiée

- **Vérification des déplacements latéraux inters étage**

Axe X-X

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

étages	R	dru _x (cm)	dru _x (m)	dru _x *R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	2,9	0,029	0,116	4,5	0,045	Non vérifiée
1	4	3,4	0,034	0,136	3,5	0,035	Non vérifiée
2	4	3,3	0,033	0,132	3,5	0,035	Non vérifiée
3	4	3,1	0,031	0,124	3,5	0,035	Non vérifiée
4	4	2,7	0,027	0,108	3,5	0,035	Non vérifiée
5	4	2,3	0,023	0,092	3,5	0,035	Non vérifiée
6	4	1,9	0,019	0,076	3,5	0,035	Non vérifiée
7	4	1,4	0,014	0,056	3,5	0,035	Non vérifiée
8	4	0,9	0,009	0,036	3,5	0,035	Non vérifiée

Axe Y-Y

Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

étages	R	druy (cm)	druY(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	1,2	0,012	0,048	4,5	0,045	Non vérifiée
1	4	1,3	0,013	0,052	3,5	0,035	Non vérifiée
2	4	1,3	0,013	0,052	3,5	0,035	Non vérifiée
3	4	1,2	0,012	0,048	3,5	0,035	Non vérifiée
4	4	1,1	0,011	0,044	3,5	0,035	Non vérifiée
5	4	1,0	0,010	0,040	3,5	0,035	Non vérifiée
6	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée

Conclusion

Les déplacements inter étages non vérifiée pas selon les deux axe (X-X) (Y-Y)

Alors on doit rigidifier la structure par ajout des pales de stabilité .

IV.4.3 3^{ème} Modele

❖ Structure renforcé

Dimension du bâtiment (Les mêmes que précédente)

Dans cette structure, on a ajouté des contreventements en V

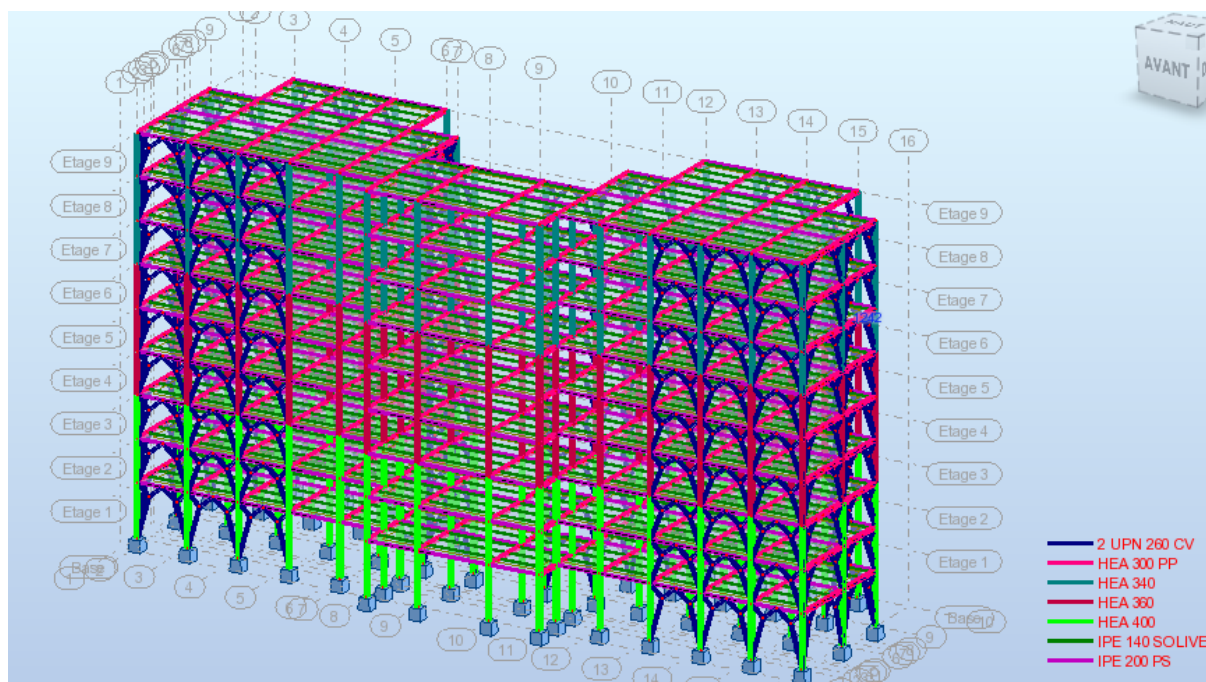


Figure IV. 08 : Vue de 3D de bâtiment

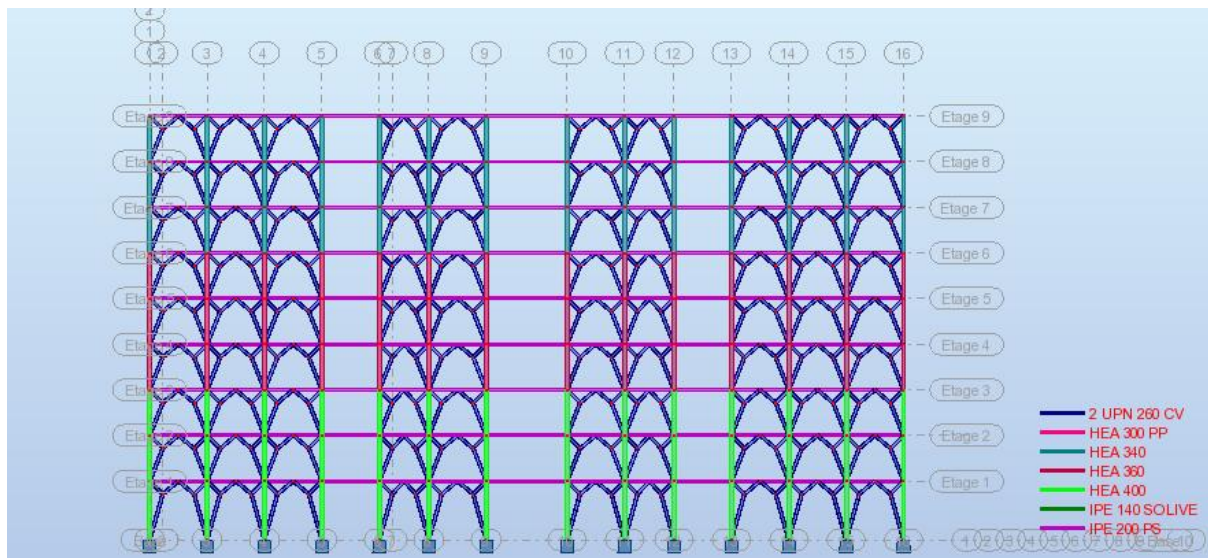


Figure IV.09 : Vue de façade de bâtiment

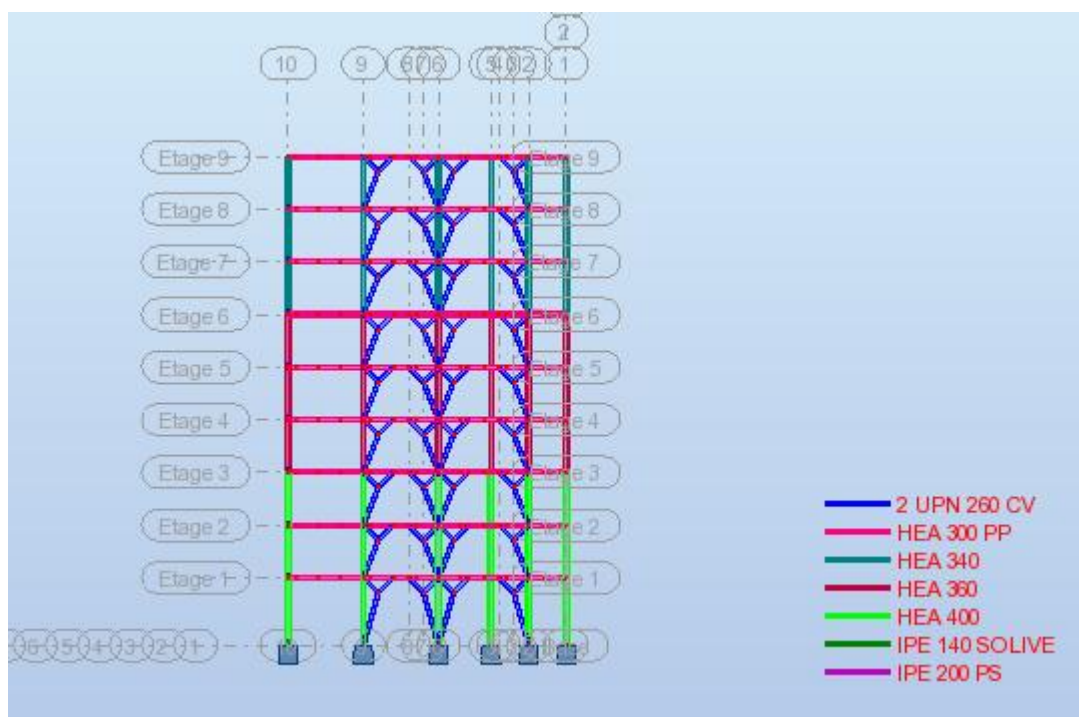


Figure IV.10 : Vue de profil de bâtiment

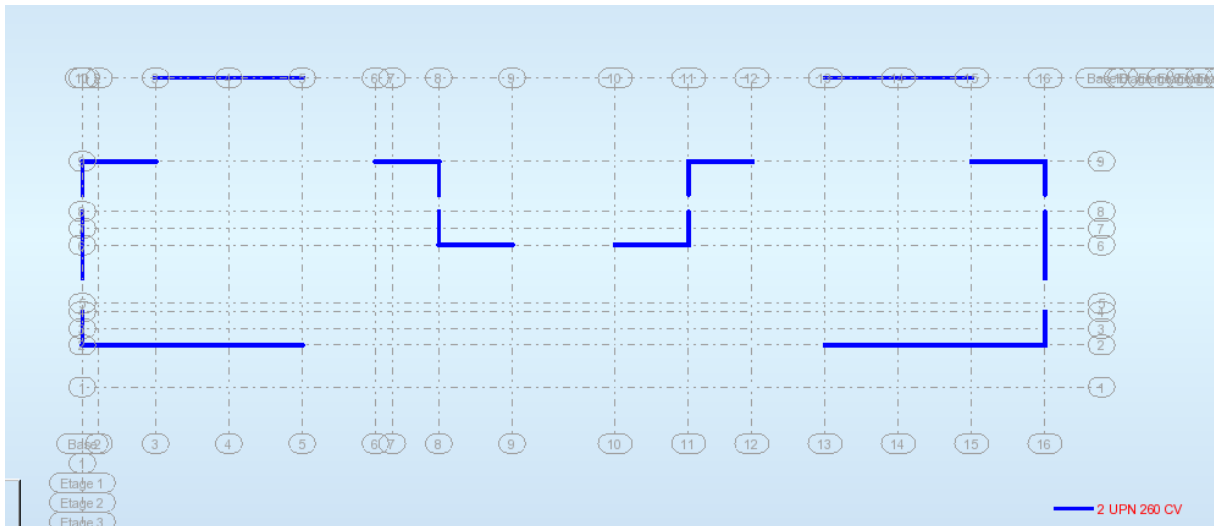


Figure IV.11: Disposition de contreventement

IV.4.3.1 Détermination des paramètres

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre bloc on a ossature métallique contreventée par pannes triangulées en (Tableau 4.3 cat 9b)

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3**.

➤ **Facteur de qualité Q**

Tableau IV.12: Facteur de qualité Q

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.15	1.15

➤ **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du RoBOT et la combinaison $(G+\beta Q)$

Le poids total de la structure est **W= 46948.66KN**

➤ **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 32.5^{3/4} = 0.681 \text{ s}$$

$$\mathbf{T = 0.681 \text{ s}}$$

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{57.8} = \mathbf{0.38s}$$

$$T_y = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{18.5} = \mathbf{0.68s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.38s ; T_{empirique} = 0.681s \\ T_y = 0.68s ; T_{empirique} = 0.681s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.68s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Aanalysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{1.17s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 1.17s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.38 = 0.494s \\ \rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0.494s}$$

$$T_{analytique} = 1.17s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.68 = 0.884s$$

$$\rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{0.884s}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D' \text{ où } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.494} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.52 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.884} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.52 \\ D_y = 1.70 \end{cases}$$

• **Direction X**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.52 \times 1.15 \times 46948.66}{3} = 11338,10\text{KN}$$

$$V_x = \mathbf{11338,10\text{KN}}$$

• **Direction Y**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.70 \times 1.15 \times 46948.66}{3} = 7648,72\text{KN}$$

$$V_y = \mathbf{7648,72\text{KN}}$$

• **Résultats de l'étude dynamique**

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 : Les périodes et les facteurs de participation massiques

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,17	0,00	82,39	0,00	82,39
2	0,98	74,90	82,39	74,90	0,00
3	0,94	80,61	82,39	5,71	0,00
4	0,40	80,61	94,22	0,00	1,83
5	0,35	80,63	94,24	0,02	0,02
6	0,35	80,63	94,25	0,00	0,01
7	0,34	95,37	94,25	14,74	0,00
8	0,32	95,78	94,25	0,41	0,00
9	0,23	95,78	97,15	0,00	2,90
10	0,21	95,79	97,15	0,01	0,00

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale $T = 1.18$ s

Le premier mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les **90%** à partir du **7ème** mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 11338.10 = 9070.48 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 7648.72 = 6118.976 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+ %L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

Tableau IV.14: L'effort tranchant à la base

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	7499.39	9070.48	non vérifiée
Sens Y-Y	6782.49	6118.976	vérifiée

$$r_x = \frac{9070.48}{7499.39} = 1.20$$

Remarque

Les résultats de l'effort tranchant à la base non son pas vérifier .

- Vérification des déplacements latéraux inters étage

Axe X-X

Tableau IV. 15: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

étages	R	druX(cm)	druX(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	3	0,9	0,009	0,027	4,5	0,045	vérifiée
1	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
2	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
3	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
4	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
5	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
6	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
7	3	0,6	0,006	0,018	3,5	0,035	vérifiée
8	3	0,5	0,005	0,005	3,5	0,035	vérifiée

Axe Y-Y

Tableau IV. 16: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

étages	R	druY (cm)	druY(m)	druY*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	3	1,1	0,011	0,033	4,5	0,045	vérifiée
1	3	1	0,010	0,03	3,5	0,035	vérifiée
2	3	1	0,010	0,03	3,5	0,035	vérifiée
3	3	1	0,010	0,03	3,5	0,035	vérifiée
4	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
5	3	0,8	0,008	0,024	3,5	0,035	vérifiée
6	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
7	3	0,6	0,006	0,018	3,5	0,035	vérifiée
8	3	0,4	0,004	0,012	3,5	0,035	vérifiée

Conclusion

déplacements inter étages verifiée selon les deux axe (X-X) (Y-Y) mais l'effort tranchant a la base ne pas verifier .

IV.4.4 Model FINALE*Structure renforcé***Dimension du bâtiment (Les mêmes que précédente)**

Dans cette structure, on a augmenté les sections des poteaux et ajouté des contreventements en V , et on à ajouter une travée au milieu du bloc.

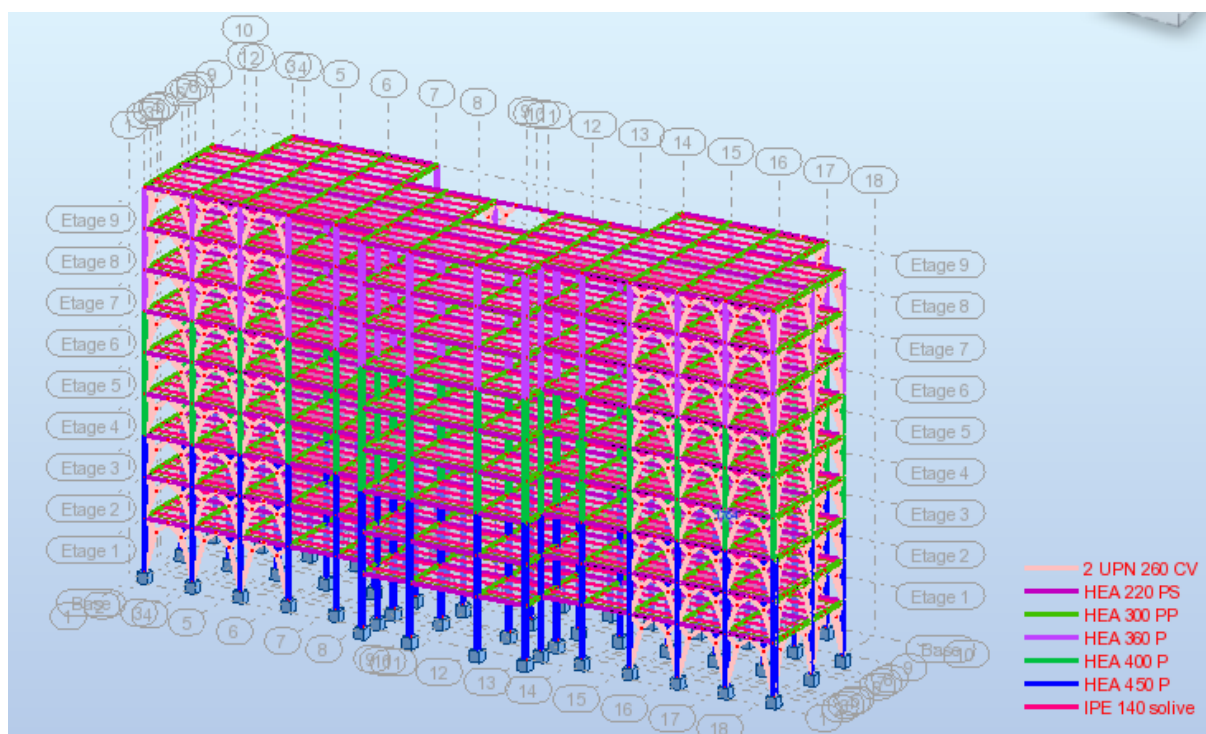


Figure IV.12 : Vue de 3D de bâtiment

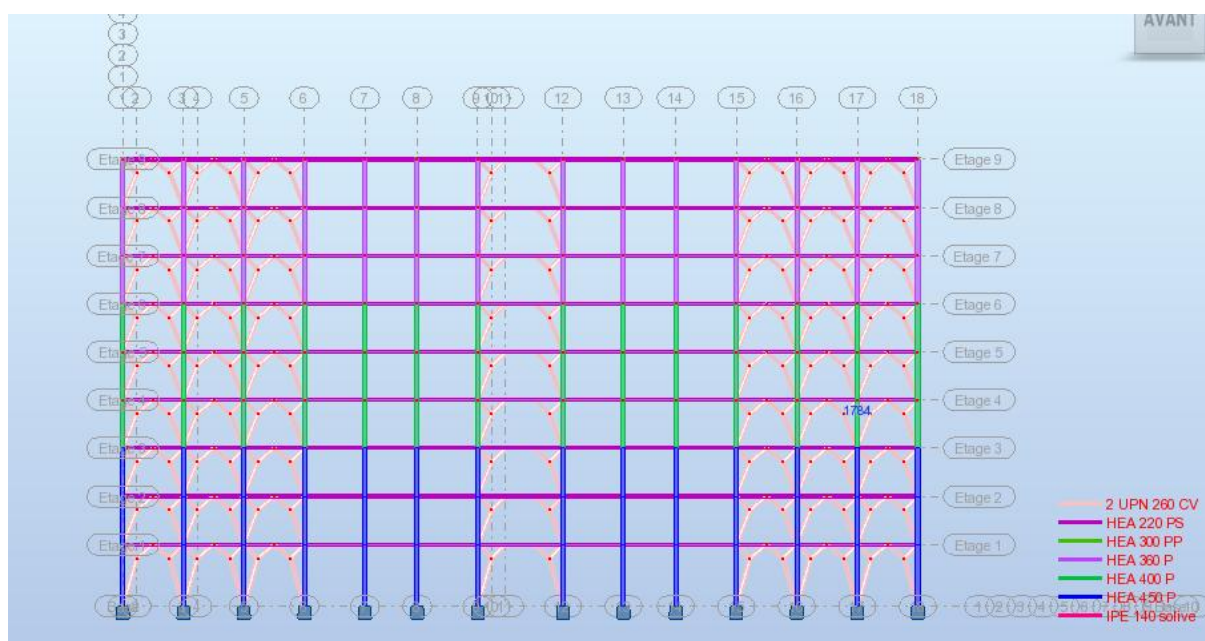


Figure IV.13 : Vue de façade de bâtiment

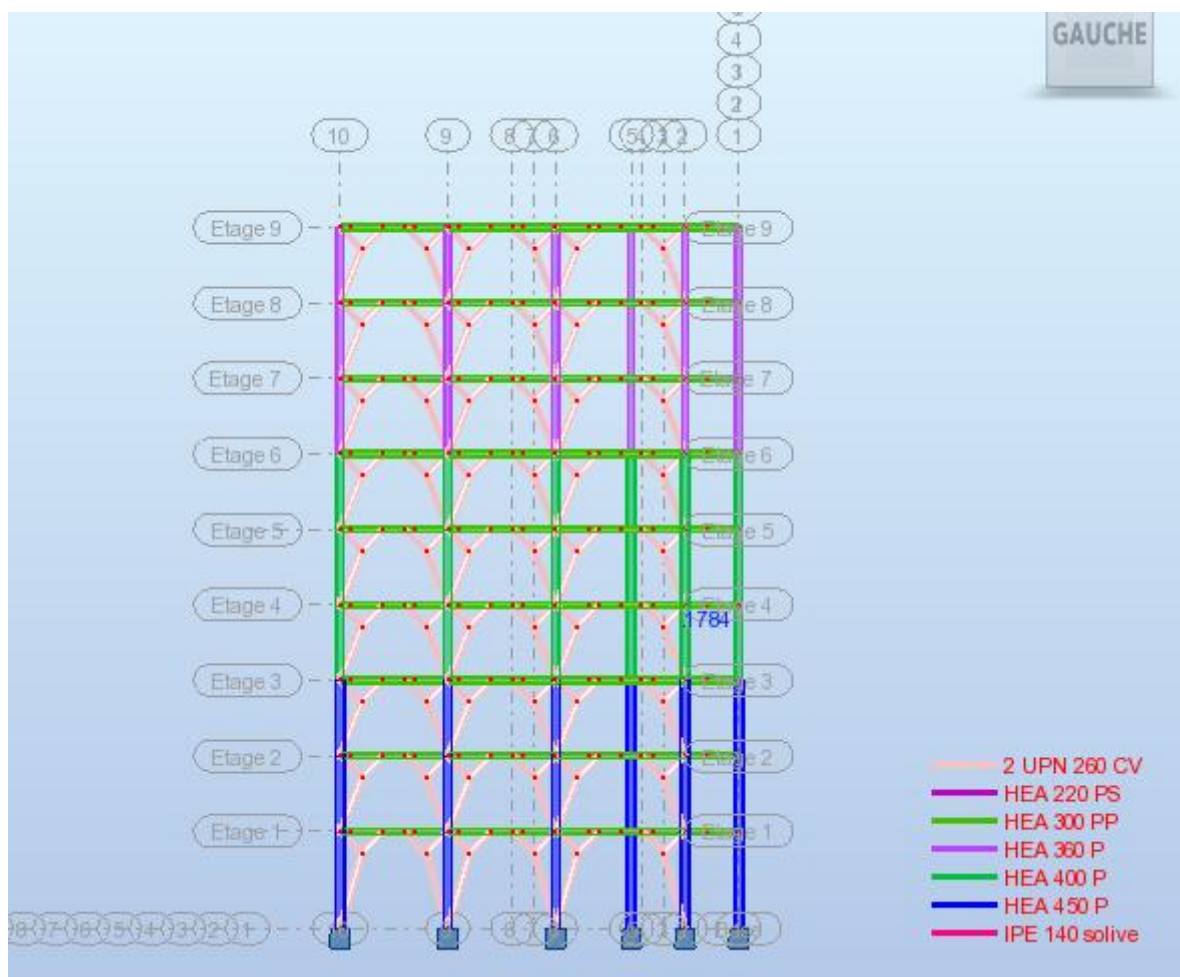


Figure IV.14 : Vue de profil de bâtiment

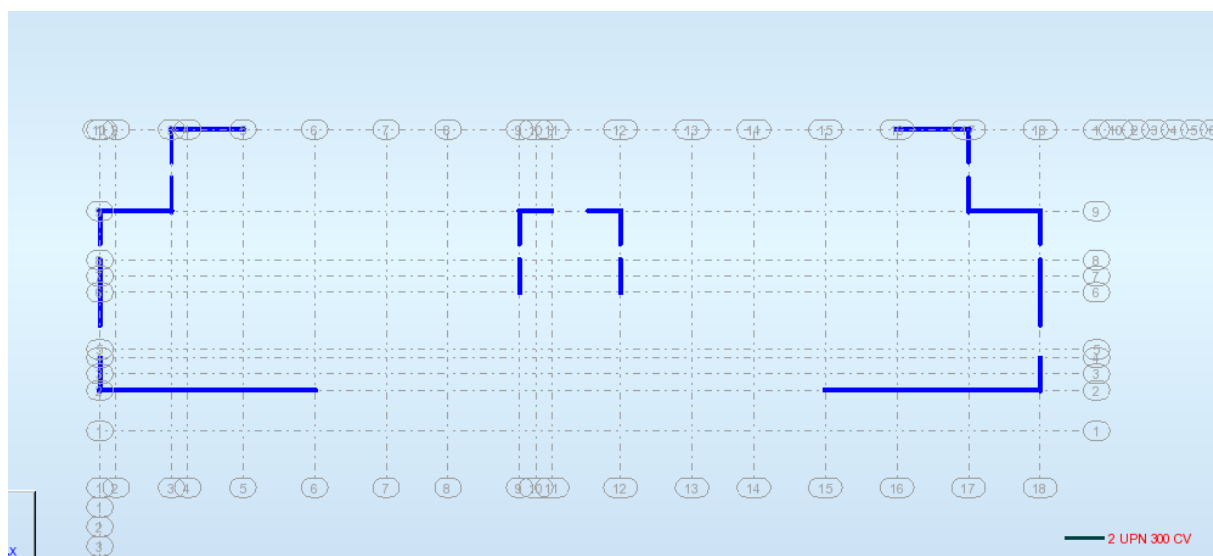


Figure IV.15: Disposition de contreventement

IV.4.4.1 Détermination des paramètres

Coefficient de comportement global de la structure R

Dans notre bloc on a ossature métallique contreventée par pannes triangulées en (Tableau 4.3 cat 9b)

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3**.

➤ Facteur de qualité Q

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.15	1.15

Tableau IV. 17: Facteur de qualité Q

➤ Poids totale de la structure W

D'après les résultats du REBOT et la combinaison (G+βQ)

Le poids total de la structure est **W= 50210,20 KN**

➤ La période fondamentale de la structure

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 32.5^{3/4} = 0.681 \text{ s}$$

T= 0.681 s

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{57.8} = \mathbf{0.38s}$$

$$T_y = 0.09 \times 32.5 / \sqrt{18.5} = \mathbf{0.68s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.38s ; T_{empirique} = 0.681s \\ T_y = 0.68s ; T_{empirique} = 0.681s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.68s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{1.05s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 1.05s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.38 = 0.494s \\ \rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0.494s}$$

$$T_{analytique} = 1.05s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.68 = 0.884s \\ \rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{0.884s}$$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyenne D

$$D' \text{ où } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.494} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.52 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.884} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.52 \\ D_y = 1.70 \end{cases}$$

• Direction X

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.52 \times 1.15 \times 50210.20}{3} = 12125,76KN$$

$$V_x = \mathbf{12125,76KN}$$

• Direction Y

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.70 \times 1.15 \times 50210.20}{3} = 8180,10 \text{KN}$$

$$V_y = 8180,10 \text{KN}$$

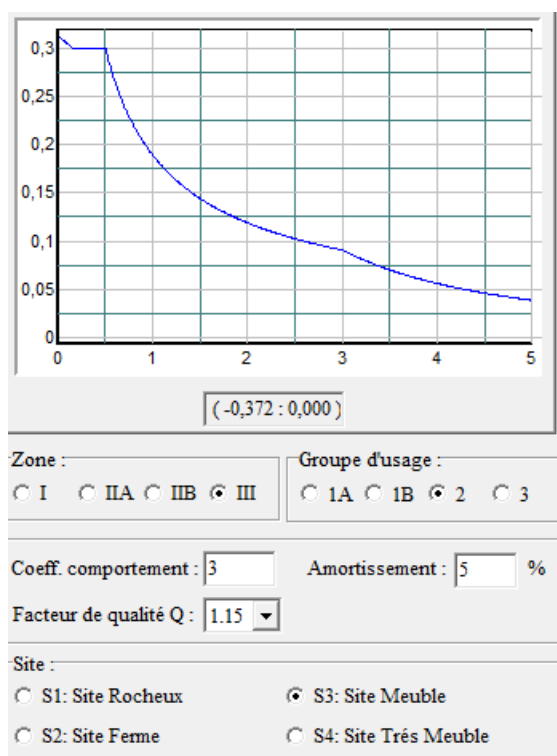


Figure IV. 15: Spectre de repense

• Résultats de l'étude dynamique

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 18 : Les périodes et les facteurs de participation massiques

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,06	0,00	81,86	0,00	81,86
2	0,97	80,91	81,86	80,91	0,00
3	0,81	81,07	81,86	0,16	0,00

4	0,36	81,07	93,93	0,00	12,07
5	0,34	96,31	93,93	15,24	0,00
6	0,28	96,35	93,93	0,04	0,00
7	0,20	96,35	97,25	0,00	3,32
8	0,18	98,94	97,25	2,59	0,00
9	0,16	98,95	97,25	0,01	0,00
10	0,16	98,95	97,25	0,00	0,00

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 1.06 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les **90%** à partir du **5ème** mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 12125.76 = 9700.60 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 8180.10 = 6544.08 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+%L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

Tableau IV.19: L'effort tranchant à la base

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	9798.22	9700.60	vérifiée
Sens Y-Y	7639.91	6544.08	vérifiée

Remarque

Les résultats de l'effort tranchant à la base sont vérifiées .

- Vérification des déplacements latéraux inters étage
Axe X-X

Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

étages	R	druX(cm)	druX(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	3	1,2	0,012	0,036	4,5	0,045	vérifiée
1	3	0,8	0,008	0,024	3,5	0,035	vérifiée
2	3	0,8	0,008	0,024	3,5	0,035	vérifiée
3	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
4	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
5	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
6	3	0,8	0,008	0,024	3,5	0,035	vérifiée
7	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
8	3	0,6	0,006	0,018	3,5	0,035	vérifiée

Axe Y-Y

Tableau IV.21: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

étages	R	druY (cm)	druY(m)	druY*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	3	0,9	0,009	0,027	4,5	0,045	vérifiée
1	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
2	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
3	3	0,9	0,009	0,027	3,5	0,035	vérifiée
4	3	0,8	0,008	0,024	3,5	0,035	vérifiée
5	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
6	3	0,7	0,007	0,021	3,5	0,035	vérifiée
7	3	0,5	0,005	0,015	3,5	0,035	vérifiée
8	3	0,4	0,004	0,012	3,5	0,035	vérifiée

Conclusion

déplacements inter étages vérifiée selon les deux axe (X-X) (Y-Y) et l'effort tranchant à la base vérifier.

Récapitulatif

Poutres

Tableau IV.22: Poutres obtenues dans la structure

Poutre	Profilés
principale	HEA 300
secondaire	HEA 220

Poteaux

Tableau IV.23 : Poteaux obtenus dans la structure

Niveau	Profilés
RDC- 1^{ère} -2^{ème}	HEA450
3^{ème} – 4^{ème} – 5^{ème}	HEA 400
6^{ème} – 7^{ème} – 8^{ème}	HEA360

Contreventement

Tableau IV. 24: Contreventement obtenus dans la structure

Forme	Profilés
V	2UPN260

IV.4.5 Conclusion

Au vue des résultats obtenue par ce modele finale Les modes de translation et L'effort tranchant à la base et Les déplacements inter-étages

Les résultats Sont vérifiédonc le modele renforcé par les palées de stabilité en V est satisfaisant pour les exigences de **l'RPA99 version 2003**.

V.1 Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées de barres fléchies, comprimées ou simultanément comprimées et fléchies, si l'on utilise en général le terme de "poutre" pour les barres fléchies, on emploie celui de "colonne" (ou "poteau") pour les barres comprimées, et de "poutre-poteau" pour les barres à la fois comprimées et fléchies.

Ces éléments constituent l'ossature de notre structure, 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.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les efforts et les moments restent en dessous des limites admissibles, et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

➤ Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.



Figure V.1 : Phénomène du flambement

➤ Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.



Figure VI.2: Phénomène du déversement

V.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement

V.2.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant ;
- Un moment maximal et une compression correspondante ;

V.2.2 Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q±E
- 0,8G±E

V.2.3 Les étapes de vérification du flambement par flexion

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$

Où

χ_{min} : Est la lpus petite valeur

χ_y et χ_z : sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}$; $\beta_{M,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

V. 3.1 Les vérifications

Poteau du RDC (HEA450)

Tableaux V.1: Caractéristique du profilé HEA 450

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA450	178	63720	9465	3215	965.5	2896	631	18.92	7.29

- **Calcul des élancements**

Plan y-y : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \epsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \epsilon} ; \left(\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$ Avec $f_y = 275$

Plan z-z : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \epsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \epsilon}$

Selon le plan y-y

$$\rightarrow \frac{L_{fy}}{L_0} = 1 \rightarrow L_{fy} = 4500 \times 1 = 4500 \text{ mm}$$

Selon le plan z-z

$$\rightarrow \frac{L_{fz}}{L_0} = 0.5 \rightarrow L_{fz} = 2250 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{4500/189.2}{86.8} = 0,27 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{2250/72.9}{86.8} = 0.35 \end{array} \right. \quad \text{Risque de flambement en plan z-z et y-y } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

• **Le choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h(HEA450)}{b(HEA450)} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 21 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tableaux V.2: Les courbes de flambement

Courbe de flambement	a	b	C	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y = \mathbf{0,21E} \text{ et } \alpha_z = \mathbf{0,34}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) \end{array} \right.$$

$$\text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,27 - 0,2) + 0,27^2) = 0,54$$

$$\text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,35 - 0,2) + 0,35^2) = 0,58$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,27^2}} = 0,99 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,35^2}} = 0,96 \end{array} \right. \quad \chi_{min} = \mathbf{0,96}$$

Les efforts internes du logiciel Robot sous les combinaisons (ELU, G+Q-Ey, G+Q+Ex)

Citées au-dessous sont regroupés dans les cas suivantes :

❖ **Cas 1**

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

Tableaux V.3: Les efforts du poteau RDC (Cas 1)

Barre N°	Combinaison	N_{sd} (KN)	M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)
277	1.35G+1.5Q	2856,70	-3.5	0.56

- Etapes de vérification

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

➤ Pour $M_{y,sd}$

$$\varphi = \frac{3.5}{12.83} = 0.27 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0.27) = 1.61$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad ; \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,27 \times (2 \times 1.61 - 4) + \left(\frac{3216 - 2896}{2896} \right) = -0.1 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad ; \quad K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 + \frac{0.1 \times 2856.7 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = \mathbf{1.06} < 1,5$$

➤ Pour $M_{z,sd}$

$$\varphi = \frac{0.56}{1.12} = 0.5 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0.5) = 1.45$$

$$\mu_z = 0,35 \times (2 \times 1.45 - 4) + \left(\frac{965.5 - 631}{631} \right) = 0.14 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0,14 \times 2856.7 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = \mathbf{0.91} < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{2856.7 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1.06 \times 3.5 \times 10^6}{3216 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.91 \times 0.56 \times 10^6}{965.5 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = \mathbf{0.67} < 1$$

Condition vérifiée.

❖ Cas 2

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

Tableaux V. 4: Les efforts du poteau RDC (Cas 2)

Barre N°	Combinaison	N_{sd} (KN)	M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)
280	G+Q+Ey	360,40	136,64	2,31

• Etapes de vérification

➤ Pour $M_{y.sd}$

$$\varphi = \frac{68}{136,64} = 0,5 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,5) = 1,45$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,27 \times (2 \times 1,45 - 4) + \left(\frac{3216 - 2896}{2896} \right) = -0,18 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 + \frac{0,18 \times 2856,7 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = 1,05 < 1,5$$

➤ Pour $M_{z.sd}$

$$\varphi = \frac{2,31}{11,08} = 0,2 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,2) = 1,66$$

$$\mu_z = 0,35 \times (2 \times 1,66 - 4) + \left(\frac{965,5 - 631}{631} \right) = 0,29 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0,29 \times 2856,7 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = 0,82 < 1,5$$

$$K_y = 1,05 \quad \text{Et} \quad K_z = 0,82$$

$$\frac{360,40 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,05 \times 136,64 \times 10^6}{3216 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,82 \times 2,31 \times 10^6}{965,5 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,27 < 1$$

Condition vérifiée.

❖ Cas 3

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

Tableaux V.5: Les efforts du poteau RDC (Cas 3)

Barre N°	Combinaison	N_{sd} (KN)	M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)
217	G+Q+Ex	1539,14	-5,28	20,12

• Etapes de vérification

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

➤ Pour $M_{y.sd}$

$$\varphi = \frac{5,28}{34,98} = 0,15 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,15) = 1,7$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad ; \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,27 \times (2 \times 1,7 - 4) + \left(\frac{3216 - 2896}{2896} \right) = -0,05 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad ; \quad K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 + \frac{0,05 \times 1539,14 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = 1,01 < 1,5$$

➤ Pour $M_{z.sd}$

$$\varphi = \frac{0,44}{20,12} = 0,02 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,02) = 1,78$$

$$\mu_z = 0,35 \times (2 \times 1,78 - 4) + \left(\frac{965,5 - 631}{631} \right) = 0,37 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0,37 \times 1539,14 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times 275} = 0,87 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1539,14 \times 10^3}{0,96 \times 178 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,01 \times 5,28 \times 10^6}{3216 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,87 \times 20,12 \times 10^6}{965,5 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,44 < 1$$

Condition vérifiée.

Tableaux V.6: Vérifications du flambement des poteaux dans les 3 cas de la structure

niv	Cas	Profilé	N _{sd} (kN)	M _{ysd} (KN.m)	M _{zsd} (KN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K _y	K _z	Note < 1
RDC	1	HEA450	2856,70	-3.5	0.56	0,27	0.35	0.96	1.06	0.91	0.67
	2		360,40	136,64	2,31	0.27	0.35	0.96	1.05	0.82	0.27
	3		1539,14	-5.28	20.12	0.27	0.35	0.96	1.07	0.87	0.42
1etage	1	HEA450	2579,96	-15,23	1,49	0.21	0.27	0.97	1.13	0.88	0.62
	2		1282,57	115,72	11,15	0.21	0.27	0.97	0.99	0.96	0.48
	3		885,66	-10,19	30,14	0.21	0.27	0.97	1.03	0.94	0.33
2etage	1	HEA450	2311,10	-6,78	-0,01	0.21	0.27	0.97	1.08	0.80	0.54
	2		1139,25	125,84	8,58	0.21	0.27	0.97	1	0.95	0.45
	3		798,51	-16,43	31,77	0.21	0.27	0.97	1.02	0.94	0.32
3etage	1	HEA400	2045,20	-4.42	-0.57	0.23	0.27	0.97	1.11	0.92	0.53
	2		989.94	114,51	8.32	0.23	0.27	0.97	1.01	0.95	0.47
	3		710.75	-15.47	33.67	0.23	0.27	0.97	1.02	0.93	0.35
4etage	1	HEA400	1783,02	2,38	1,33	0.23	0.27	0.97	1.1	0.96	0.47
	2		839,91	128,12	8,25	0.23	0.27	0.97	1	0.95	0.45
	3		622,86	18,58	37,05	0.23	0.27	0.97	1.01	0.94	0.35
5etage	1	HEA400	1524,37	0,14	1,98	0.23	0.27	0.97	1.01	0.97	0.4
	2		699,18	131,96	8,10	0.23	0.27	0.97	1	0.96	0.42
	3		529,30	14,43	39,26	0.23	0.27	0.97	1.02	0.95	0.33
6etage	1	HEA360	1267,65	1,57	2,38	0.26	0.27	0.97	1.08	0.97	0.37
	2		566,73	111,12	7,66	0.26	0.27	0.97	1.01	0.96	0.41
	3		440,92	12,37	39,31	0.26	0.27	0.27	1.02	0.95	0.33
7etage	1	HEA360	1012,99	2,94	-2,90	0.26	0.27	0.97	1.01	0.93	0.31
	2		443,60	117,62	7,72	0.26	0.27	0.97	1	0.97	0.39
	3		352,19	-11,61	40,62	0.26	0.27	0.97	1.01	0.96	0.31
8etage	1	HEA360	760.69	4.47	-3.29	0.26	0.27	0.97	1.06	0.99	0.24
	2		328.73	115.22	7.76	0.26	0.27	0.97	1	0.97	0.35
	3		263.02	-11.09	42.33	0.26	0.27	0.97	1.01	0.97	0.30

V .3.2Vérification du déversement

Calcul de χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta w * W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times L_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)^2 - (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j) \right\}$$

Avec: $\beta w = 1$ section de classe 1

$$I_w = I_z * \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2 = 4,088 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{1}{3} * (d * t_w^3 + 2b * t_f^3) = 2.714 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = K_w = 0.5$$

$$C_1 = 2.609$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 1.957$$

$$M_{cr} = 2,958 \cdot 10^{11} \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0.096 < 0.4 \Rightarrow \text{Donc y'a pas de risque de déversement.}$$

V.4 Vérification de la poutre

Vérification de la poutre principale HEA300

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

- 1.35G+1.5Q
- G + Q±E_x
- G + Q±E_y
- 0.8G±E_x
- 0.8G±E_y

a. Vérification de la résistance à la flexion

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Les résultats obtenus du logiciel Robot concernant le moment maximum de la poutre principale dans chaque niveau sous les combinaisons sismiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableaux V.7 : Les moments maximums pour chaque niveau

Niveau	M_{sd} (KN. m)	Combinaison
RDC	112,54	G + Q + E _y
1	127,13	G + Q + E _y
2	136,99	G + Q + E _y
3	143,64	G + Q + E _y
4	150,58	G + Q + E _y
5	151,09	G + Q + E _y
6	150,43	G + Q + E _y
7	153,31	G + Q + E_y
8	152,19	G + Q + E _y

D'après les résultats du Rebot, le moment maximum obtenu est égal à $M_{sd} = 153.31 \text{ KN.m}$
Sous la combinaison de G+Q+E_y.

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1.5) \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} = \frac{2 * 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_0 = 4.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0.85 * 25 * 1500 * 95}{1.5} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 9730 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2541.96 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle où l'âme.

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

R_w : Résistance de traction de l'âme

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 8.5 \times (290 - 2 \times 14)$$

$$A_w = 2227 \text{ mm}^2$$

A_w : L'aire de l'âme

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 2227 \times 10^{-3}$$

$$R_w = \mathbf{581.80.96 \text{ KN}}$$

$$R_b > R_w$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 2541.96 \times \left(\frac{290}{2}\right) + 2018.75 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = \mathbf{575.50 \text{ KN}}$$

$$M_{sd} = 153.31 \text{ KN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 550.08 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{153,31}{575.50} = 0.27$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

D'après les résultats du Rebot, L'effort tranchant maximum est égal à $V_{sd} = 122,12\text{KN}$ sous la combinaison 1.35G+1.5Q

$$V_{sd} = 122.12 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 11250 - 2 \times 300 \times 14 + (8.5 + 2 \times 27) \times 14$$

$$A_v = 1975 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 1975}{\sqrt{3} \times 1} = 313.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 122.12 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 313.57 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{122.12}{313.57} = 0.38$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 156.785 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

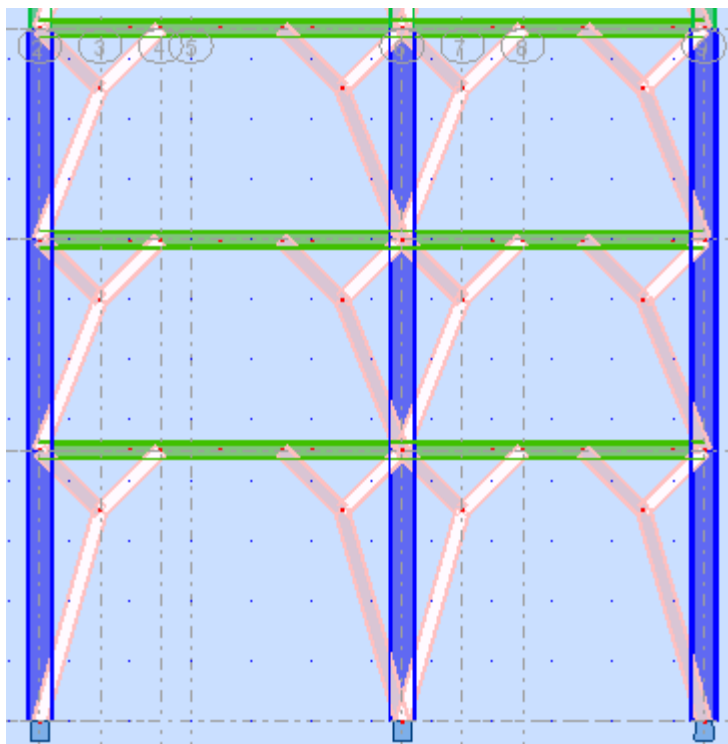
V.5 Vérification du système de contreventement

Le contreventement de cette structure est assuré par un noyau en béton armé et des palées triangulées (2UPN260) en V

✓ Palées triangulées en V

D'après l'article 8.4.2 de RPA99/ver2003, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Figure V.3: Contreventement en V



Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des efforts sont :

- $G+Q\pm 1.25E_x$
- $G+Q\pm 1.25E_y$

1) Vérification à la traction

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t\ rd} = \frac{A x f_y}{\gamma_{m0}}$

Où :

- N_{sd} : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique.

On a :

$N_{sd} = 1261,20 \text{ KN}$

$N_{trd} = \frac{96.6 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 2415 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1261,20 \text{ kN} < N_{trd} = 2415 \text{ kN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

2) Vérification à la compression

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{c\ rd} = \frac{X \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M.1}}$

- N_{sd} : Effort normal maximum dans les diagonales (compression).
- $f_y = 275$ MPa.
- $\gamma_{ml} = 1,1$ (CCM 97)
- χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer en fonction de λ .
- $\bar{\lambda}$: L'élanement réduit.

Avec :

$$L = 2.69 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{2690}{99.9} = 26.92$$

$$\lambda_z = \frac{2690}{25.6} = 105.07$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{26.92}{86.8} = 0.31$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{105.07}{86.8} = 1.21$$

Risque de flambement en plan z-z et y-y ($\bar{\lambda}_z > 0,2$)

- **Choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h(UPN260)}{b(UPN260)} = \frac{260}{90} = 2.89 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 14 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,34$$

- **Coefficient de réduction**

$$\text{Plan } y - y ; \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,31 - 0,2) + 0,31^2) = 0,56$$

$$\text{Plan } z - z ; \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (1,21 - 0,2) + 1,21^2) = 1,4$$

$$\text{Plan } y - y ; \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,31^2}} = 0,97$$

$$\text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,4 + \sqrt{1,4^2 - 1,21^2}} = 0,57 \quad \chi_{min} = 0,57$$

$$N_{crd} = \frac{\chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y}{\gamma_1} = \frac{0,47 \times 1 \times 48.30 \times 10^2 \times 275}{1,1} = 688.275 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 630.6 \text{ KN} < N_{crd} = 688.275 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

La structure étudiée est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementaire.

VI.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ✓ Les assemblages soudés.
- ✓ Les assemblages boulonnés.
- ✓ Les assemblages rivetés.
- ✓ Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VI.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités manuellement :

- ✓ Assemblage poutre-solive.
- ✓ Assemblage poteau-poteau.
- ✓ Assemblage poteau-poutre.
- ✓ Assemblage des éléments de contreventement en V.

Les assemblages qui seront traités par le logiciel **Autodesk robot** :

- ✓ Assemblage Pied de poteau.

VI.4 Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VI. 1 : Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

- Dispositions constructives des assemblages

Tableau VI. 2 : Normes des dimensions des trous des boulons

Boulon trou	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
Normalisé d_0	d + 1		d + 2		D + 3	
Surdimensionné d_0	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 . d		(d + 2) par 2.5 . d			(d + 3) par 2.5 . d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

- Coefficient de frottement μ

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Tableau VI. 3 : Valeurs du Coefficient de frottement μ

Classe du traitement	Traitement de la surface de contact	μ
A	– Surface décapées par grenaillage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion – Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium. – Surfaces décapées par	0,50

	grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5.	
B	-Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm .	0,40
C	-Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	- Surfaces non traitées	0,2

- Coefficients partiels de sécurité γ_{Mw}

Tableau VI. 4 : Valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{Mw}

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
γ_{Mw}	1.25	1.3	1.35

- Facteur de corrélation approprié β_w

Tableau VI. 5 : Valeurs du Facteur de corrélation approprié β_w

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
β_w	0.8	0.85	0.9

- Valeur des coefficients réducteurs K_s

Tableau VI. 6 : Valeurs des coefficients réducteurs K_s

Type de trous	K_s
Normalisés	1.0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.7

VI.5 Les assemblages calculés manuellement

VI.5.1 Assemblage poutre-solive

- Poutre HEA 300

$$H = 290\text{mm} ; b = 300\text{mm} ; t_f = 14\text{mm} ; t_w = 8.5\text{mm} ; A = 112,5\text{mm}^2$$

- Solive IPE140

$$H = 140\text{mm} ; b = 73\text{mm} ; t_f = 6.9\text{mm} ; t_w = 4,7\text{mm} ; A = 16,4\text{mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{(1,35 \times 5,7 + 1,5 \times 2,5) \times 6,2}{2} = 35,5\text{KN}$$

- Dimensionnement de l'assemblage

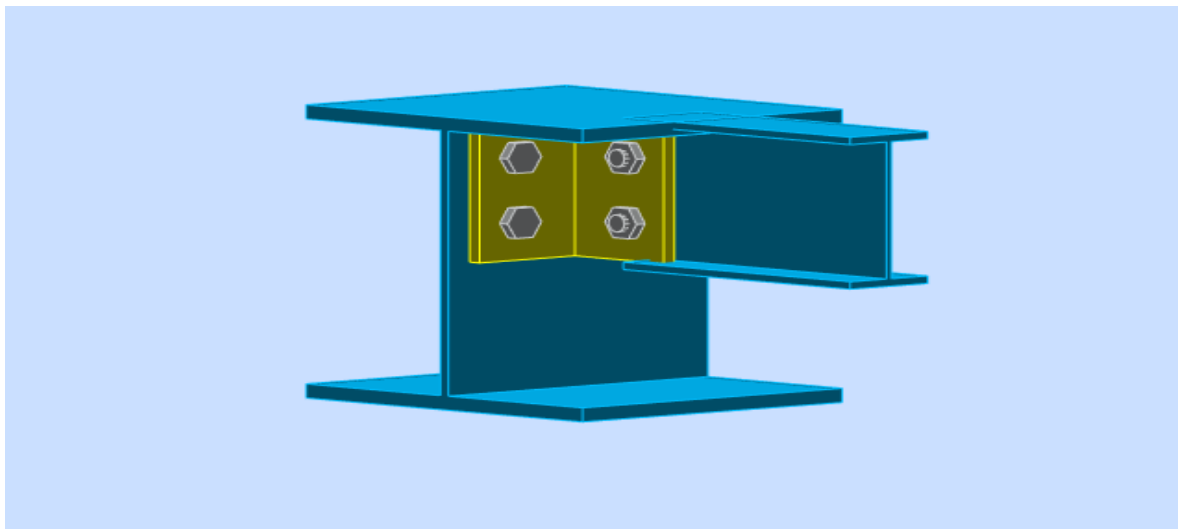


Figure VI. 1 : Assemblage poutre solive

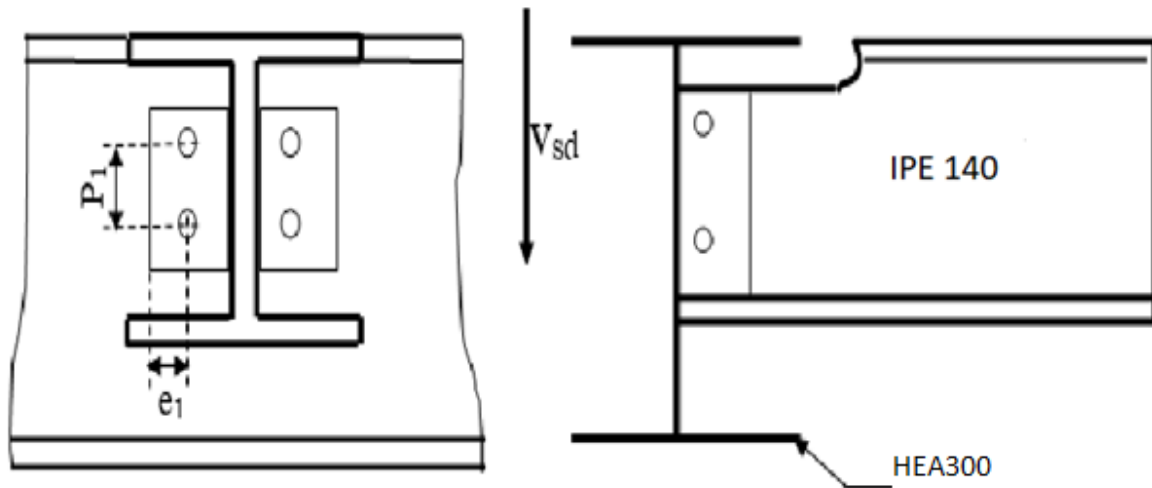


Figure VI. 2 : Schéma d'assemblage poutre- solive

- **Choix de diamètre du boulon**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10 \text{ mmd} = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mmd} = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mmd} = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On choisit 4 boulons de diamètre de 16mm (M16) de classe 4.6
M16 \rightarrow $d = 16\text{mm}$; $d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$

- **Disposition constructive des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 21.6 \leq e_1 \leq 192\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 39.6 \leq p_1 \leq 224\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 192\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 224\text{mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = \alpha_v \times f_{ub} \times A_s / \lambda_{Mb}$$

Avec :

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons : $\lambda_{Mb} = 1,25$

$\alpha_v = 0,6$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 30,14 \text{ KN}$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 120,56 \text{ KN} > V_{sd} = 35,5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière de $(120 \times 120 \times 12)$

Il faut vérifier que : $F_{sd1} > F_{b.Rd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$d = 16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ mm}$; $\lambda_{Mb} = 1,25$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$;

$e_1 = 30 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha = \min (0,55; 0,86; 1,1; 1)$$

$$\alpha = 0,55$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 76,032 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{35,5}{4} = 8,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd1} = 8,88 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 76,032 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

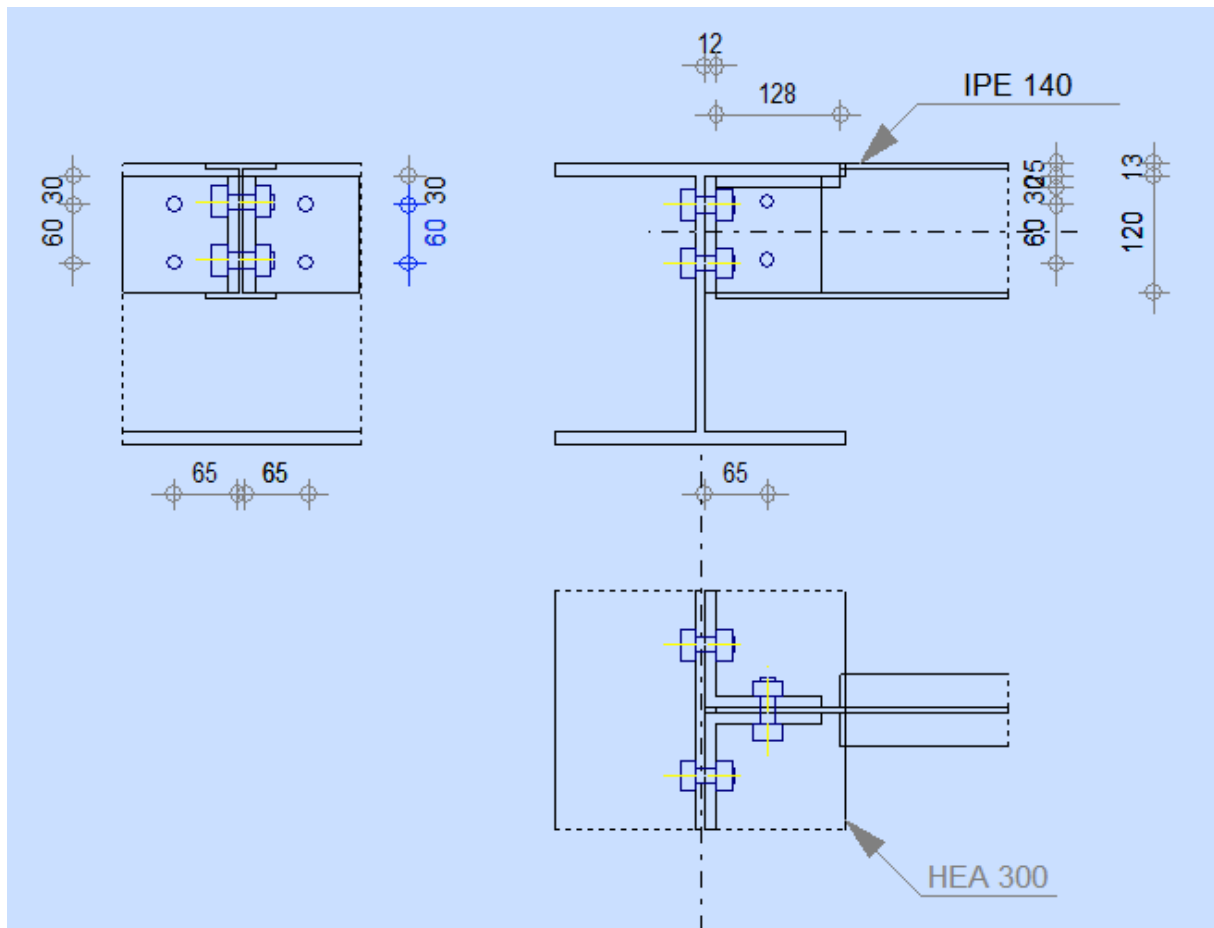


Figure VI. 3 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive

VI.5.2 Assemblage poteau-poutre principale

Poteau HEA 400

Poutre principale HEA 300

- **Efforts sollicitant**

$$V_{sd} = 872,61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 86,11 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 106,26 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle**

$$a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 13 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$$a_f = 6,5 \text{ mm}$$

• Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_f \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}}$$

$$a_f \geq 8 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{3}}$$

$$a_f = 3,26\text{mm}$$

On adopte $a_s = 3.26\text{mm}$

Calcul de la soudure poutre HEA 300

$$L_1 = 300\text{mm}$$

$$L_2 = 146\text{mm}$$

$$L_3 = 286\text{mm}$$

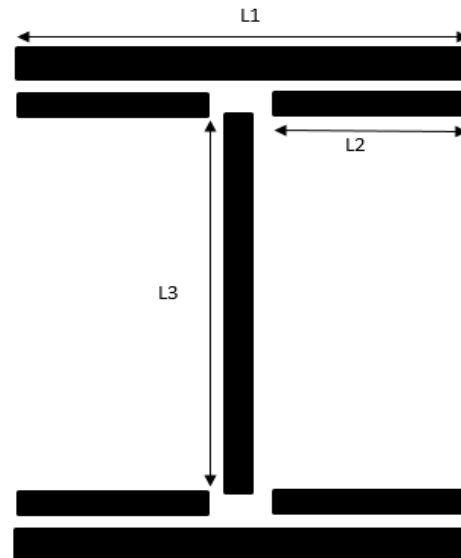


Figure VI. 4 : Assemblage soudé poutres –platine

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2 \times 300 \times 12) + (4 \times 146 \times 12) + (2 \times 286 \times 12)$$

$$A_s = 21072\text{mm}^2$$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier = S275 ; $\gamma_{mw} = 1,3$; $\beta_w = 0,85$; $f_u = 430$

• Vérification de la soudure

▪ vérification du moment et l'effort normal (M et N)

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{A_s} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2)$$

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{290}{2} + \frac{12}{2} = 151\text{mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{290}{2} - 14 - \frac{12}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 300 \times 12 \times 151^2) + (4 \times 146 \times 12 \times 125^2) = 273667200 \text{ mm}^4$$

$$\sqrt{2} \left[\frac{86,11 \times 10^3}{21072} + \left(\frac{106,26 \times 10^6}{273667200} \times \frac{290}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

85,40 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **vérification de l'effort tranchant et l'effort normal (V et N)**

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{A_s} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{86,11 \times 10^3}{21072} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{872,61 \times 10^3}{6864} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

220,27 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **Vérification des boulons HR**

Choix du diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $ep = 30 \text{ mm}$

$t \leq 10 \text{ mmd} = (12 ; 14) \text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mmd} = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

$t \geq 25 \text{ mmd} = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On prend $\emptyset = 24 \text{ mm}$

- **Détermination du nombre des boulons nécessaire**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

n : Nombre des boulons

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{872,61 \times 10^3 \times 1,25}{0,5 \times 353 \times 1000} = 6.18$$

A_s : Section résistante des boulons = 353 mm^2

On prend $n = 12$ boulons HR $\begin{cases} n_2 = 2(\text{nombre de file}) \\ n_1 = 8(\text{nombre des boulons par ranger}) \end{cases}$

- **Disposition constructives**

L'épaisseur de la platine ($ep = 30 \text{ mm}$) alors on prend deux files de 8 boulons HR

$\phi = 24 \text{ mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons**

d_0 : Diamètre du trou

On a $\phi = 24 \text{ mm}$ donc $d_0 = d + 2 \text{ mm}$

$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_1 \leq 360 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 420 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 360 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 420 \text{ mm}$$

$P_1 = 65 \text{ mm}$; $P_2 = 65 \text{ mm}$; $e_1 = 150 \text{ mm}$; $e_2 = 150 \text{ mm}$

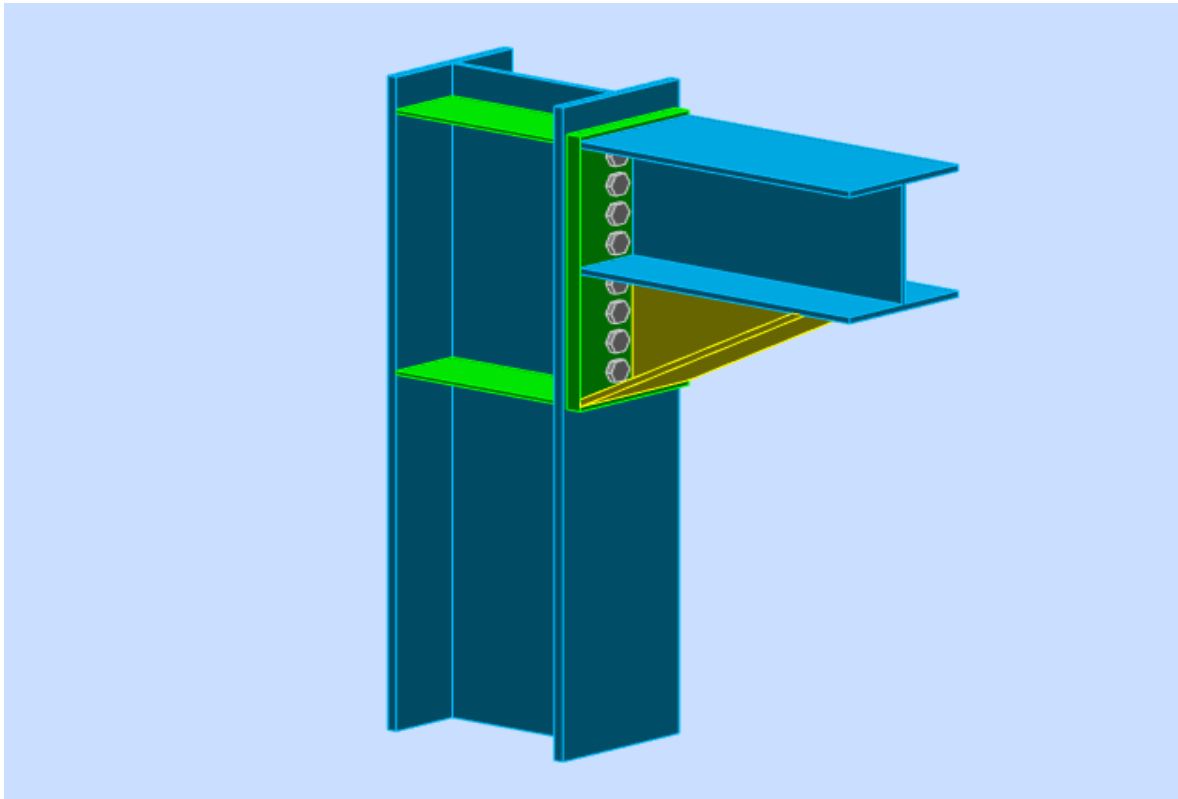


Figure VI. 5 : Assemblage poteau – poutre

- Détermination des efforts dans les boulons

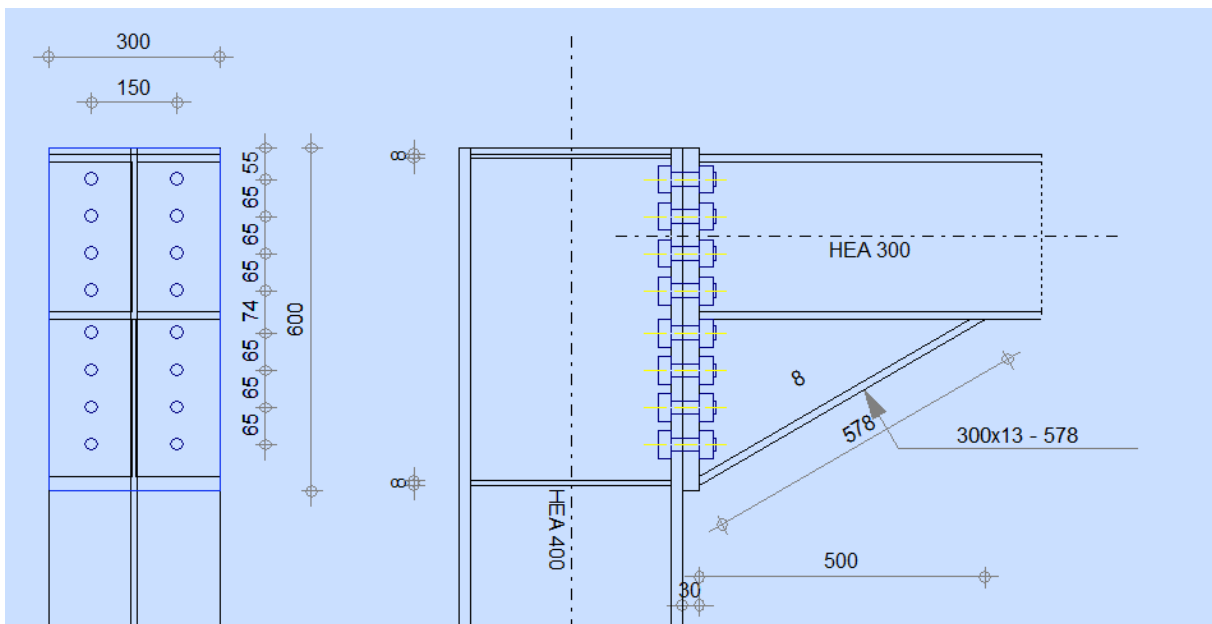


Figure VI. 6 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

- Centre de rotation

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14 \sqrt{\frac{300}{8.5}} = 83.17$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$d_1 = 484,5\text{mm}; d_2 = 419,5\text{mm}; d_3 = 354,5\text{mm}; d_4 = 289,5\text{mm}; d_5 = 211,5\text{mm}$$

$$d_6 = 146,5\text{mm}; d_7 = 81,5\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 484,5^2 + 419,5^2 + 354,5^2 + 289,5^2 + 211,5^2 + 146,5^2 + 81,5^2$$

$$\sum d_i^2 = 693037,75 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{106,26 \times 484,5 \times 10^{-3}}{693037,75 \times 10^{-6}} = 74,28\text{KN}$$

$$N_2 = 64,31\text{KN}$$

$$N_3 = 54,35\text{KN}$$

$$N_4 = 44,38\text{KN}$$

$$N_5 = 32,42\text{KN}$$

$$N_6 = 22,46\text{KN}$$

$$N_7 = 12,49\text{KN}$$

IL faut vérifier que : $N_1 \leq n \cdot f_{pc,d}$

$$N_1 = 74,28\text{KN}$$

$$n_0 = 2 \text{ pour une rangé}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9

A_s : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$n \cdot f_{pc,d} = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 = 494,2\text{KN}$$

$$N_1 = 74,28KN \leq n \cdot f_{pc,d} = 494,2KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{rd} = \frac{N \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = f_{pc,d} = 0,7 \times 1000 \times 353 = 247,1KN \rightarrow \text{Pour un boulon}$$

Pour une rangé (de deux boulons)

$$2 \times N = 494,2KN$$

D'où :

$$M_{rd} = \frac{494,2 \times 693037,75 \times 10^{-6}}{484,5 \times 10^{-3}} = 706,91KN.m$$

$$M_{sd} = 106,26 KN.m \leq M_{rd} = 706,91KN.m \text{ Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant : $V_{sd} = 872,61 KN$

$K_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$: Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$: Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

n_b : Nombre du boulon.

$$F_N = \frac{872,61}{16} = 48,91KN$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0.3}{1,25} = 118,608 KN$$

$$F_{v,sd} = 48,91KN \leq F_{v,rd} = 118,608KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 11\text{mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons. ($p = 100\text{mm}$)

$$F_{tRd} = 13 \times 100 \times \frac{275}{1} = 357,5 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

h : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 390\text{mm}$

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau $t_f = 19\text{mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{106,26}{0,390 - 0,019} = 286,41 \text{ KN}$$

$$F_t = 286,41 \text{ KN} \leq F_{tRd} = 357,5 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_n \leq f_y$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{872,61 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{106,26 \times 10^6}{2311 \times 10^3} = 100,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 100,86 \text{ MPa} \leq f_y = 275 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

h_p : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 390mm$

t_{wc} : Épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 11mm$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 390 \times 11}{1} = 684,255KN$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{106,26}{0,390 - 0,011} = 286,41 KN$$

$$F_v = 286,41 KN \leq V_{Rd} = 684,255KN \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié

VI.5.3 Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA400)

L'assemblage se fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9 Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successifs.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA400 :

$$h = 390mm; b = 300mm; t_f = 19mm; t_w = 11mm; A = 159cm^2$$

Poteau HEA 450 :

$$h = 440mm; b = 300mm; t_f = 21mm; t_w = 11.5mm; A = 178cm^2$$

Les efforts obtenus d'après le robot :

$$M_{sd} = 73,75 KN.m$$

$$V_{sd} = 43,91 KN$$

$$N_{sd} = 1678,53 \text{ KN}$$

Boulon

L'assemblage est réalisé avec deux files de 5 boulons Ø24 de classe HR 10.9.

Platine

(570,320,20) mm

• **Disposition constructive des boulons**

On a $\phi = 24 \text{ mm}$ donc $d_0 = d + 2 \text{ mm}$

$$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}$$

$$P_1 = 70 \text{ mm}; P_2 = 140 \text{ mm}; e_1 = 90 \text{ mm}; e_2 = 90 \text{ mm}$$

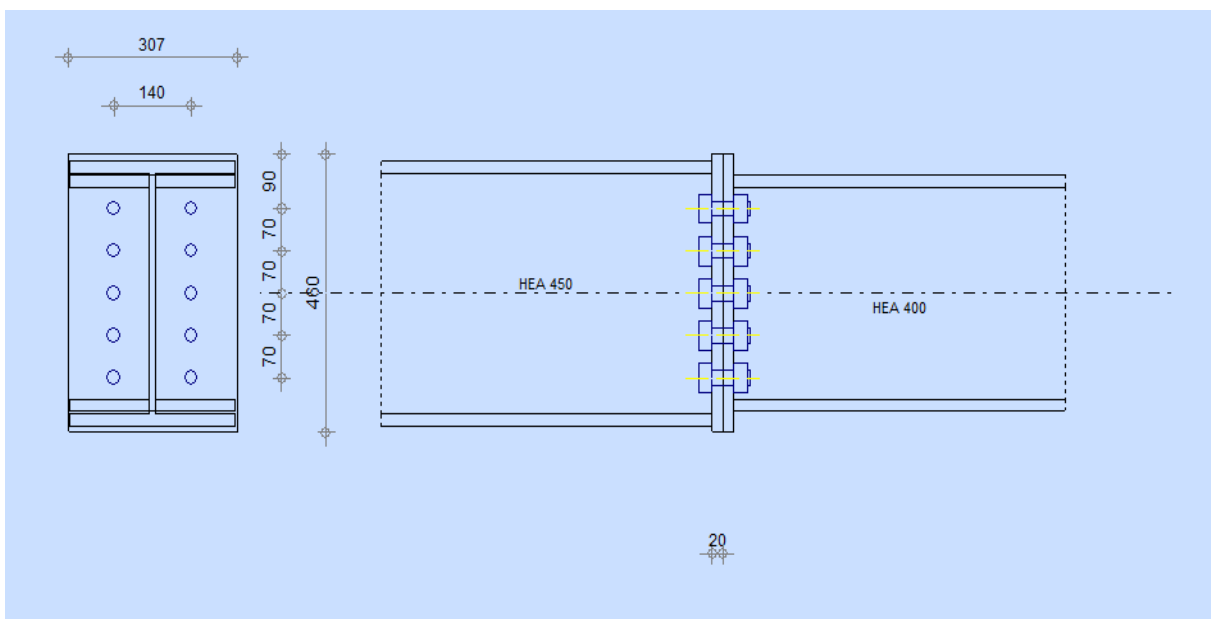


Figure VI. 7 : Distribution des boulons sur la platine

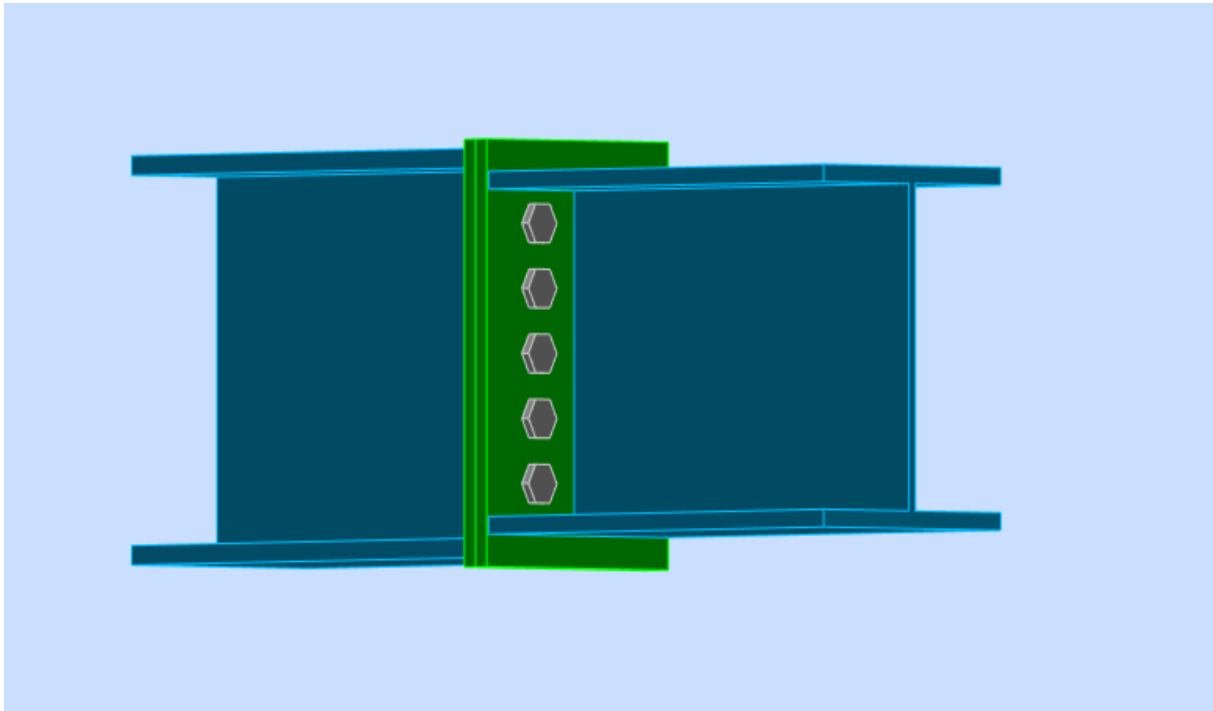


Figure VI.8 : Assemblage poteau – poteau

- **Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i \leq nF_p$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$nF_p = n \cdot 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Avec:

$n = 2$ (Nombre de boulons par rangés).

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9.

A_s : l'aire de la section du boulon.

- **Position de l'axe neutre**

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \sqrt{\frac{300}{11}} = 99,25mm$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$d1 = 325,5mm$; $d2 = 255,5mm$; $d3 = 185,5mm$; $d4 = 115,5mm$

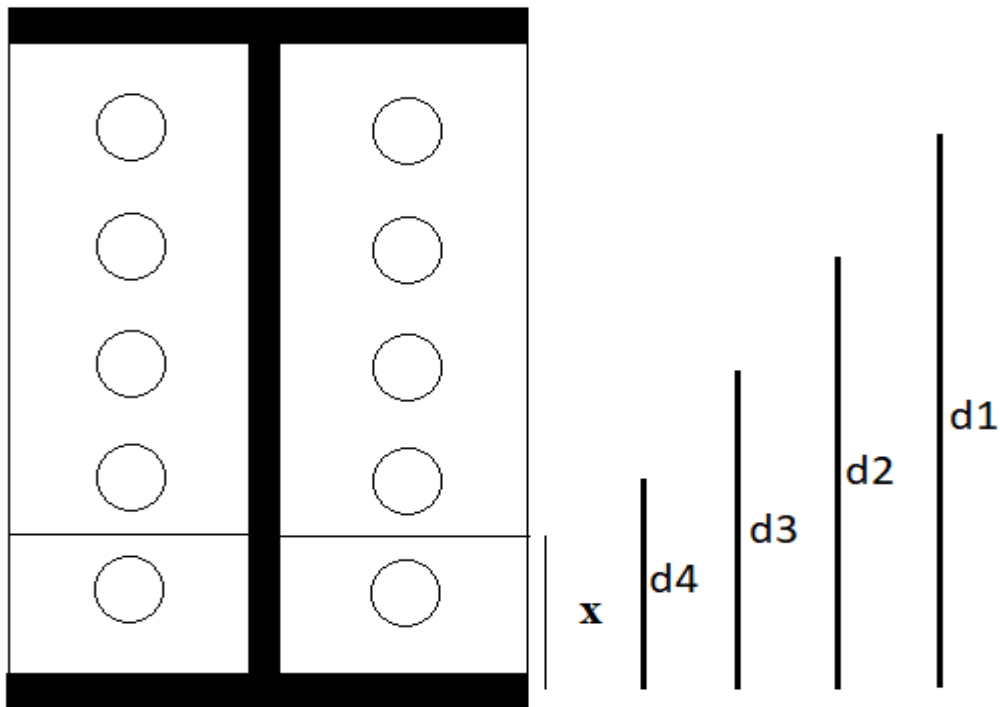


Figure VI. 9 : Disposition constructive des boulons

$$\sum d_i^2 = 325,5^2 + 255,5^2 + 185,5^2 + 115,5^2$$

$$\sum d_i^2 = 218795,75mm^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{73,75 \times 325,5 \times 10^{-3}}{218795,75 \times 10^{-6}} = 109,71KN$$

IL faut vérifier que : $N_1 \leq n \cdot f_{pc,d}$

$$N_1 = 109,71KN$$

$n_0 = 2$ pour une rangé

F_p : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9

A_s : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$n \cdot f_{pc,d} = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 = 494,2 \text{ KN}$$

$$N_1 = 109,71 \text{ KN} \leq n \cdot f_{pc,d} = 494,2 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant : $V_{sd} = 43,91 \text{ KN}$

$K_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$: Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$: Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

n_b : Nombre du boulon

$$F_N = \frac{43,91}{10} = 4,391 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 118,608 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4,391 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 118,608 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

a) Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 11\text{mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons. ($p = 140\text{mm}$)

$$F_{tRd} = 21 \times 140 \times \frac{275}{1} = 808,5\text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

h : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 440\text{mm}$

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau $t_f = 21\text{mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{73,75}{0,44 - 0,021} = 176,01\text{ KN}$$

$F_t = 176,01\text{ KN} \leq F_{tRd} = 808,5\text{KN}$ **Condition vérifiée**

- **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que : $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poteau HEA440=19mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA450=21mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 20 + 5(21 + 27) = 299\text{mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{1678,53}{17800 \times 10^{-6}} + \frac{73,75}{2896 \times 10^{-6}} = 119,76 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 11,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{119,76 \times 10^{-3}}{275}\right) \times 299}{1}$$

$$F_{c,rd} = 1181,77 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{73,75}{0,39 - 0,019} = 198,78 \text{ kN}$$

$$F_c = 198,78 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1181,77 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poteau est vérifié

VI.5.4 Assemblage des éléments de contreventement en V

L'assemblage se fait par des boulons HR 10.9 , $\varnothing = 24$. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un cornier 2UPN 260

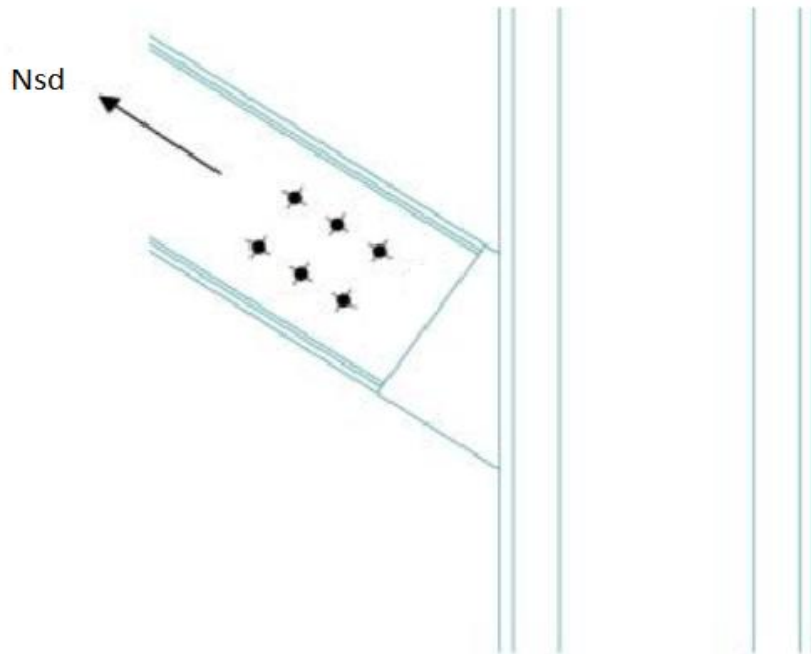


Figure VI. 10 : Assemblage contreventement en V

- Effort sollicitant

$$V_{sd} = 1003,06 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 501,53 \text{ KN (Pour une seule UPN)}$$

- **Cordon de soudure gousset-poteau**

Gousset (300 × 300 × 20) mm³

$$a \geq \frac{N_{sd} \times B_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{l \times f_u}$$

$$a \geq \frac{1003,06 \times 10^3 \times 0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3 - \sin^2 74,05}}{300 \times 430} = 12,37 \text{ mm}$$

On adopte $a_s = 13 \text{ mm}$

- **Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de gousset : $ep = 20 \text{ mm}$

On a un épaisseur de gousset $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20 \text{ mm}$, classe 8.8

- **Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$A_s = 245 \text{ mm}^2$: Section résistante du boulon à la traction.

$\gamma_{mb} = 1,25$: Résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08 \text{ KN}$$

a) **Nombre des boulons nécessaires**

$$Fv_{sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{V_{sd}}{Fv_{sd}} = \frac{501,53}{94,08} = 5,33 \rightarrow n = 6$$

- **Disposition des boulons**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}; p_1 = 80 \text{ mm}; e_2 = 50 \text{ mm}; p_2 = 100 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{sd1} > F_{b.Rd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$d = 20mm; d_0 = 22mm; t = 20mm; \lambda_{Mb} = 1,25; f_u = 430 \frac{N}{mm^2}; e_1 = 50mm;$$

$$p_1 = 80mm$$

$$\alpha = \min (0,75; 0,96; 1,86; 1)$$

$$\alpha = 0,75$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 20}{1,25} = 258 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{1003,06}{6} = 167,18 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} = 167,18 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 258 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Choix adopté

- ✓ Soudure de gousset $a = 13 \text{ mm}$
- ✓ Epaisseur de gousset $ep = 20 \text{ mm}$
- ✓ Boulonnage : 6 boulons de diamètre $\phi = 20 \text{ mm}$

VI.5.5 Les assemblages calculés par logiciel

❖ Assemblages pied de poteau (Autodesk robot)

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », 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.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA 450

$$h = 440mm; b = 300mm; t_f = 21mm; t_w = 11.5mm; A = 178cm^2$$

Les efforts obtenus d'après le robot :

$$M_{sd} = 121,1 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 2824,58 \text{ KN}$$

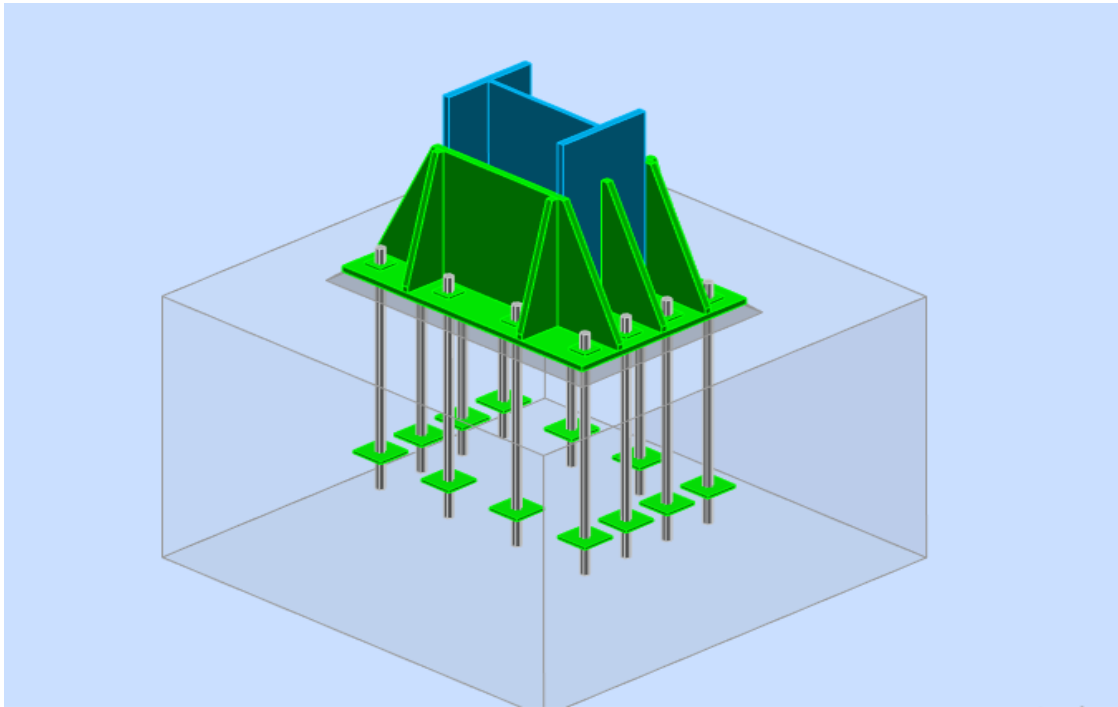


Figure VI.11 : Assemblage pied de poteau

- **Les vérifications à faire**

- ✓ Contrôle de la résistance de l'assemblage
- ✓ Cisaillement
- ✓ Contrôle des raidisseurs
- ✓ Soudure entre le poteau et la plaque d'assise
- ✓ Soudure verticales des raidisseurs
- ✓ Soudures horizontales des raidisseurs
- ✓ Rigidité de l'assemblage

Avec un ratio de $0,82 < 1$ **condition vérifiée**

VII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII .2 Etude des fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). . Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.4 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

VII.5 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

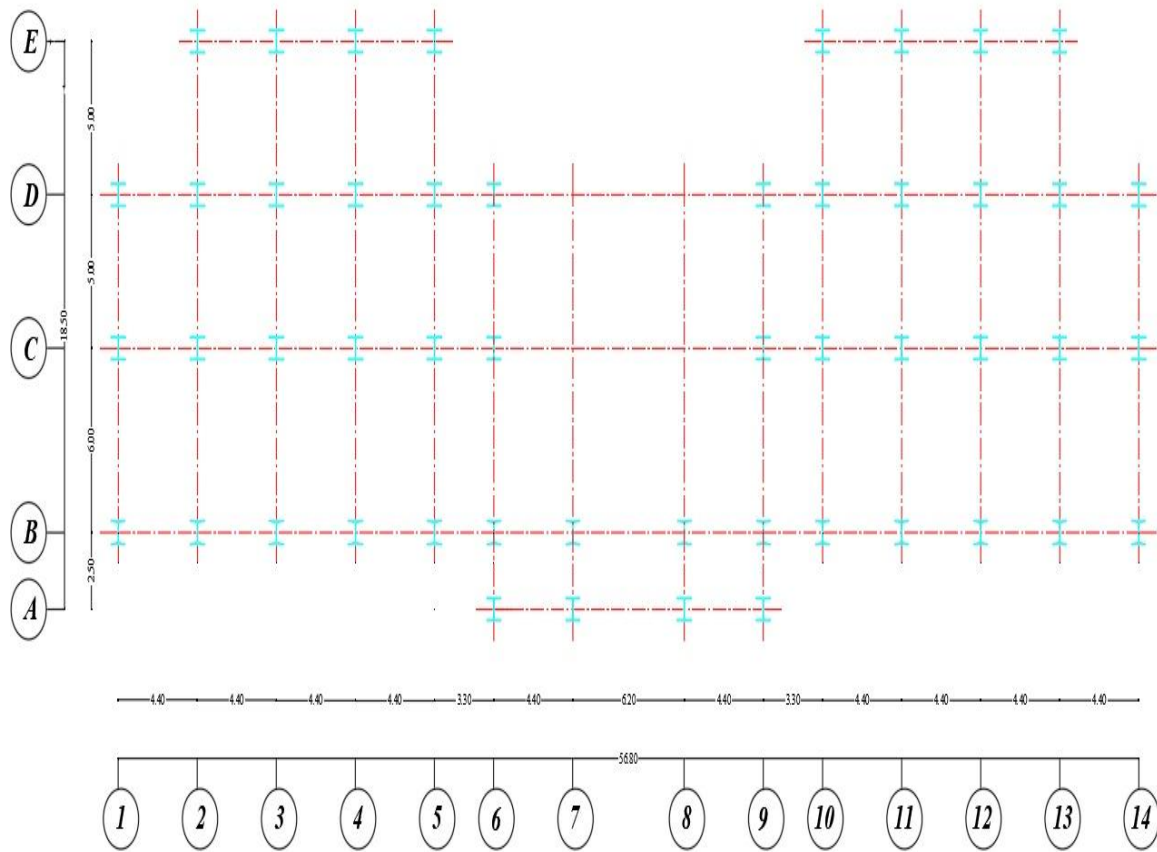


Figure VII .1: Vue en plan du bâtiment

VII.5.1 Semelles isolées

Il faut vérifier que :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

Combinaison de charge (ELS)

$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$: Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de **A** sur **B** est égal au rapport de **a** sur **b** :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b \rightarrow A = B \rightarrow S_1 = S_2$

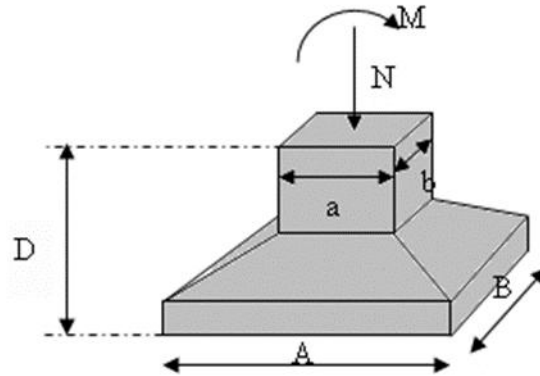


Figure VII.2 : Semelle isolée

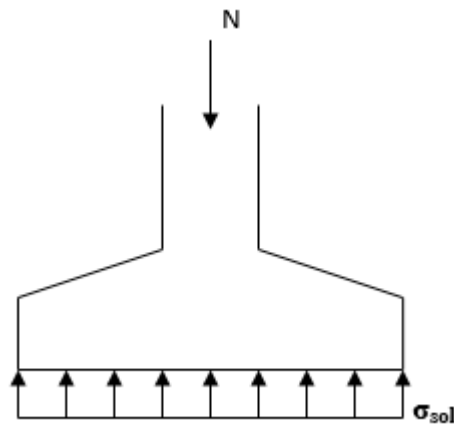


Figure VII.3 : Schéma statique

L'effort normal revenant au RDC :

$$N_{sd} = 2042,90KN$$

D'où :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2042,90}{200} = 10,21 \text{ m}^2 \rightarrow A = \sqrt{10,21} = 3,2m$$

$$A = B = 3,2\text{m}$$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

L_{min} : L'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle ($B = 3,2\text{m}$).

$$L_{min} = 3,3\text{m} \geq 1,5 \times 3,2 = 4,8\text{m}$$

Condition non vérifiée

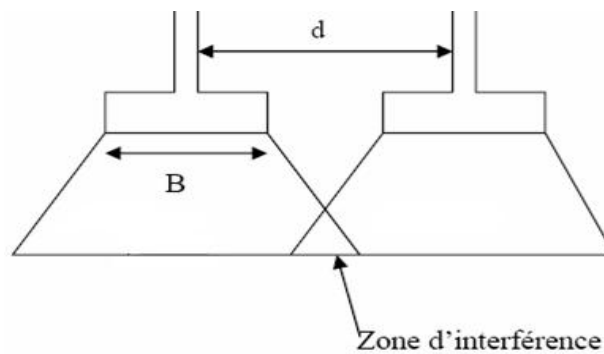


Figure VII.4: Interférence entre deux semelles isolées

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y'a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

IX.5.2 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Avec :

$$N = \sum N_i \text{ (De chaque file de poteaux).}$$

$$S = B \times L$$

L : Longueur de la file considérée.

B : Largeur de la semelle

$$B \geq \frac{N}{l \cdot \sigma_{sol}}$$

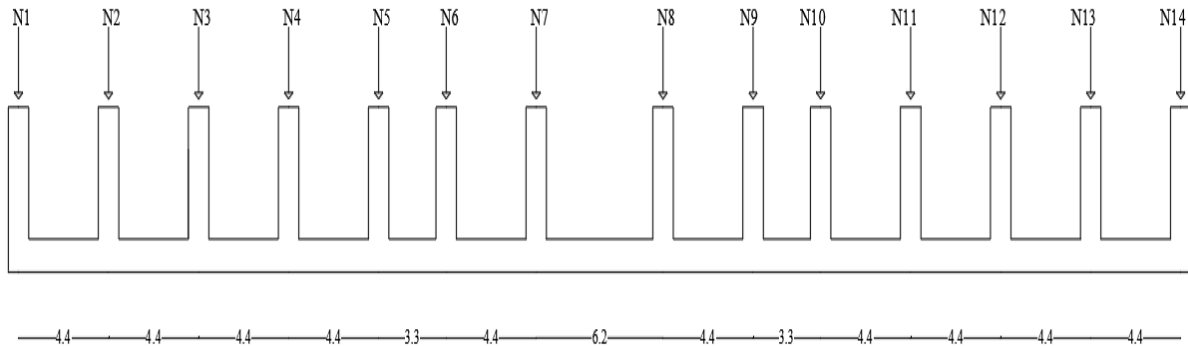


Figure VII.5: Semelle filante (file B)

- Calcul les charges qui reviennent pour chaque file

Combinaison de charge (ELS)

- ❖ Pour la file 1

Tableaux VII.1: Les charges qui reviennent pour la file 1

Poteau	B1	C1	D1
N (KN)	1242,76	1193,97	953,16
$\sum N_i$ KN	3389,89		

$$\sum N_1 = N_{B1} + N_{C1} + N_{D1} = 1242,76 + 1193,97 + 953,16 = 3389,89 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \rightarrow \sigma_{sol} \geq \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{3389,89}{200 \times 11} = 1,54 \text{m}$$

Les résultats sont résumés sur les tableaux qui se suivent :

- ❖ Calcul des sections pour les filles (Sens Y-Y)

Tableaux VII.2: Sections des semelles filantes Y-Y (ELS)

Sens (Y-Y)					
File	N _t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
1	3389,89	11	1,54	1,8	19,8
2	5190,36	16	1,62	1,8	28,8
3	6598,24	16	2,06	2,2	35,2
4	6690,35	16	2,09	2,2	35,2
5	4260,24	16	1,33	1,5	24
6	3824,58	18,5	1,03	1,3	24,05
7	2689,63	2,5	5,37	5,5	13,75
8	2691,97	2,5	5,38	5,5	13,75
9	3637,48	18,5	0,98	1	18,5
10	4283,53	16	1,33	1,5	24
11	6691,71	16	2,09	2,2	35,2
12	6596,54	16	2,06	2,2	35,2
13	5191,56	16	1,62	1,8	28,8
14	3389,83	11	1,54	1,8	19,8

- ❖ Calcul des sections pour les filles (Sens X-X)

Tableaux VII.3 : Sections des semelles filantes X-X

Sens (X-X)					
File	N _t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
A	3430,97	15	1,14	1,2	18
B	17825,78	56,8	1,56	1,8	102,24
C	21103,12	56,8	1,85	2	113,6
D	15486,66	56,8	1,36	1,5	85,2
E1	3546,02	15	1,18	1,3	19,5
E2	3545,66	15	1,18	1,3	19,5

Les vérifications

Il faut vérifier que : $\frac{S_{sf}}{S_{totale}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\sum S_{sf(sens-Y)} = 356,05 \text{ m}^2$$

$$\sum S_{sf(sens-X)} = 358,04 \text{ m}^2$$

$$S_{totale} = 794,3 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum S_{sf(sens-Y)}}{S_{totale}} = \frac{356,05}{794,3} = 0,4482 \rightarrow 44,82\% \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{\sum S_{sf(sens-X)}}{S_{totale}} = \frac{358,04}{794,3} = 0,4507 \rightarrow 45,07\% \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2.5 \times B$

L_{\min} : L'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle (B = 2m).

$$L_{\min} = 5\text{m} \geq 2.5 \times 2 = 5\text{m} \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y'a pas de chevauchement des semelles, donc on opte des semelles filantes (sens X-X)

- **Vérification de la portance du sol**

Il faut vérifier que : $\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$

- a) **Vérfications des contraintes à ELS**

Tableaux VII.4: Vérification des contraintes à L'ELS

File	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
A	3430,97	18	190,6	200	vérifiée
B	17825,78	102,24	174,35	200	vérifiée
C	21103,12	113,6	185,76	200	vérifiée
D	15486,66	85,2	181,77	200	vérifiée
E1	3546,02	19,5	181,02	200	vérifiée
E2	3545,66	19,5	181,82	200	vérifiée

$$\sigma_{solA} \geq \frac{N}{S} = \frac{3430,97}{18} = 190,6 \text{ KN/m}^2$$

b) Vérifications des contraintes à L'ELU

Tableaux VII.5: Sections des semelles filantes X-X (ELU)

Sens-X					
File	N_t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
A	4664,83	15	1,55	1,6	24
B	24440,5	56,8	2,15	2,2	124,96
C	29385,15	56,8	2,58	2,6	147,68
D	21722,33	56,8	1,91	2	113,6
E1	5090,15	15	1,69	1,8	27
E2	5088,41	15	1,69	1,8	27

Tableaux VII.6 : Vérification de la contrainte à L'ELU

File	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
A	4664,83	24	194,36	200	vérifiée
B	24440,5	124,96	195,58	200	vérifiée
C	29385,15	147,68	198,97	200	vérifiée
D	21722,33	113,6	191,21	200	vérifiée
E1	5090,15	27	188,52	200	vérifiée
E2	5088,41	27	188,46	200	vérifiée

- calcul de la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $h_t \geq d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{2 - 0,5}{4} = 0,425m$$

Avec :

$b = 0,5$ largeur de la semelle

On opte : $h_t = 0,5m$

- condition de rigidité des semelles

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \left(\frac{4EI}{Kb_{sf}} \right)^{1/4}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

b_{sf} : La largeur de la semelle filante.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=21000\text{MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0.5 \text{ [Kg cm}^3\text{]}$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [Kg/cm}^3\text{]}$ Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- $K = 12 \text{ [Kg/cm}^3\text{]}$ Pour un très bon sol

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h_N^3}{12}$.

• **Calcul de la hauteur de la nervure**

$$h_N \geq \left(\frac{48Kb_{sf}l^4}{Eb_N\pi^4} \right)^{1/3}$$

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times 40 \times 2 \times 5,7^4}{21000 \times 0,5 \times \pi^4} \right)^{1/3} = 1,58 \text{ m}$$

Pour $L_{max} = 6,0\text{m}$: $h_N = 1,60 \text{ m}$

• **Calcul moment d'inertie de la semelle**

$$I = \frac{b_N \times h_N^3}{12} = \frac{0,5 \times 1,6^3}{12} = 0,17 \text{ m}^4$$

• **Calcul de L_e**

$$L_e = \left(\frac{4 \times 21000 \times 0,17}{40 \times 2} \right)^{1/4} = 3,65\text{m}$$

$L_{max} = 5,7\text{m} \leq \frac{\pi}{2} 3,65 + 0,5 = 6,2 \text{ m}$ **Condition vérifiée**

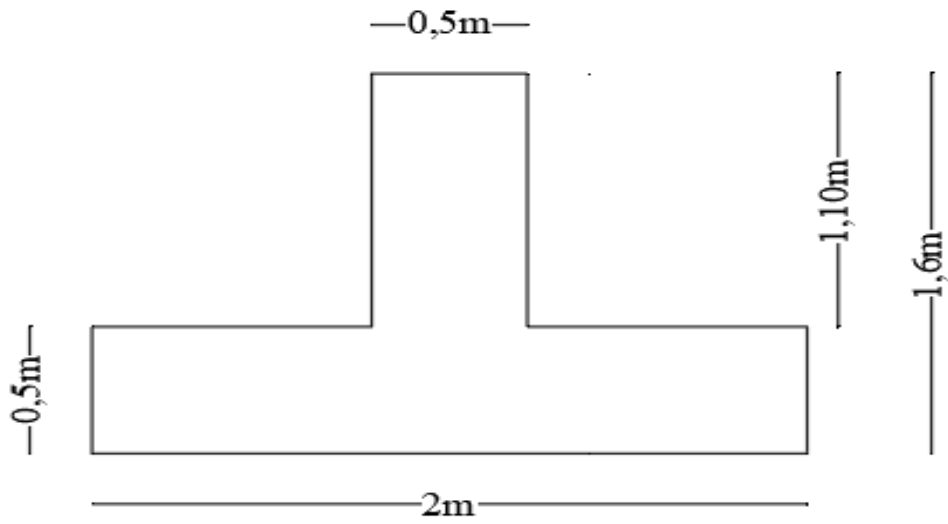


Figure IX.6 : Dimension de la Semelle filante

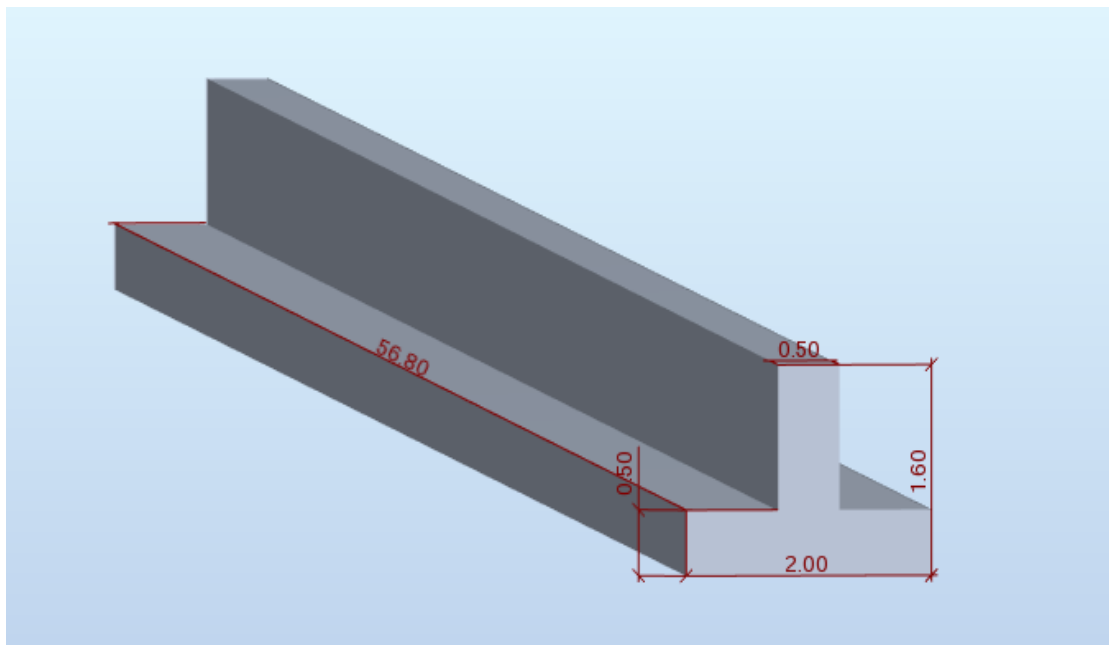


Figure IX.7 : Vue en 3D de la semelle filante (File B)

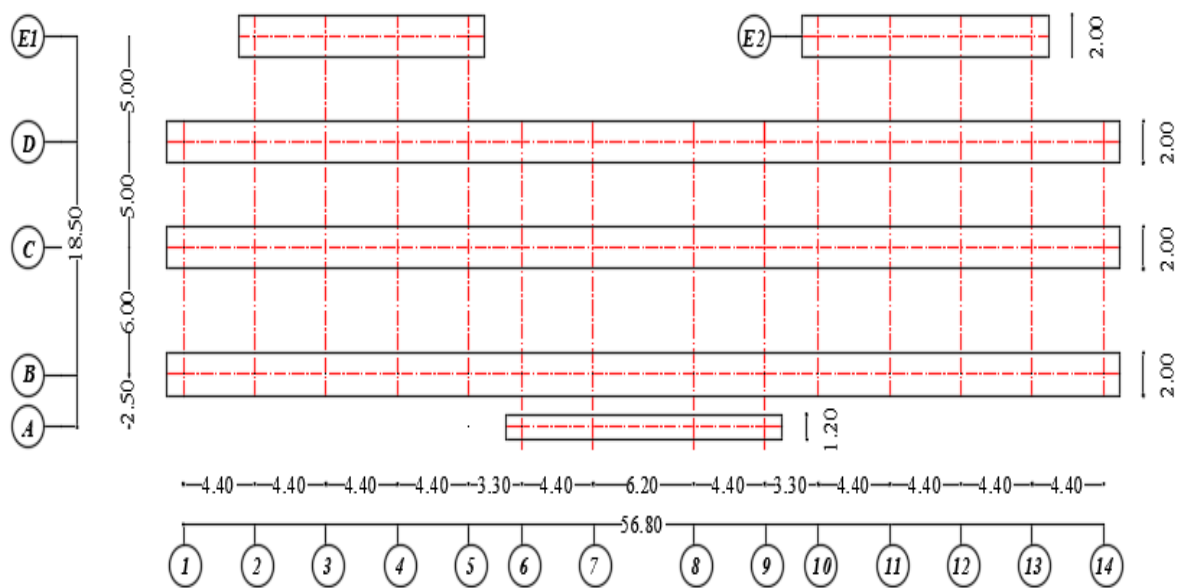


Figure IX.8 : Semelle filante de la structure