

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



Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira

Mémoire de fin d'étude

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de
Master 2 en Génie Civil

Option : Structure

Thème

*Etude d'un hangar (R+1) à ossature
métallique avec plancher mixte*

Réalisé par :

Mahi Larbi

Mezrag Abderaouf

Promoteur:

Arbaoui Ahcene

Membres de jury :

Ait-Ahmed Fatiha

Boumaiza Malika



Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement l' encadreurs

Mr. Arbaoui Ahcene , qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifestés durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury

*le Président Mm.Ait-Ahmed Fatiha et l' examineurs
Mm.Boumaiza Malika*

pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants

qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de pré ou

de loin, apporté aide et encouragements.



Dédicace

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :

A tous les membres de ma famille.

Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.

Mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes enseignants.

A toute la promotion de génie civil et particulièrement, avec qui

nous avons partagé nos meilleurs moments.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

MAHI LARBI



Dédicace

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :

A tous les membres de ma famille.

Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.

Mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes enseignants.

A toute la promotion de génie civil et particulièrement, avec qui

nous avons partagé nos meilleurs moments.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

MEZRAGUE ABDERAOUFE

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar R+1 avec plancher mixte de fabrication à l'étage de rez de chaussée de machines industrielles et atelier de montage à l'étage situé à la Wilaya de M'sila. est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude del'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le« ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –Hangar de fabrication et montage –Dimensionnement - Assemblage- Séisme.

Abstract

Our end of studies project consists of carrying out a study and sizing of a R + 1 shed with mixed manufacturing floor on the ground floor of industrial machines and assembly workshop on the first floor located Wilaya of M'sila. consists of several porticoes, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes. This project is developed in

several stages; firstly the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 V2013", then the sizing of the various elements (secondary and load-bearing), after the dynamic study of the work according to the Algerian earthquake regulation "RPA 99V 2003", then the study of the assemblies according to the "CCM 97", and finally the study of the infrastructure according to the "BAEL 91", and as software we used the "ROBOT". The dissertation ended with a conclusion.

Keywords: Metal frame - Manufacturing and assembly hangar - Dimensioning - Assembly - Earthquake.

ملخص

يتكون مشروع نهاية الدراسات الخاص بنا من اجراء دراسة و تحديد حظيرة معدنية ذات طابق ارضي +طابق علوي حيث الطابق الأرضي مخصص للتصنيع و الطابق العلوي مخصص للألات الصناعية و للتركيب بمنطقة صناعية في ولاية المسيلة.

يتكون من عدة اروقة مثبتة بدعامات و مغطات بسقفين منحدرين متماثلين, تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل , أولا تقييم الأحمال و الزائدة و كذلك تأثيرات العوامل المناخية (الثلج و الرياح) , ثم تحجيم العناصر المختلفة (الثانوية و الحاملة), بعد الدراسة الديناميكية حسب اللائحة الجزائرية ثم دراسة التجمعات حسب من العمل حسب لائحة الزلازل الجزائرية , و كبرمجيات اسخدمنا <الروبوت>.وانتهت الأطروحة بنتيجة عامة.

الكلمات المفتاحية : الهيكل المعدني -حظيرة التصنيع و التجميع-قياس الابعاد-التجميع-الزلازل.

Sommaire

Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	
- INTRODUCTION GENERALE	1
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
Introduction	2
I.1 Données géométriques de l'ouvrage.....	2
I.2.1 Selon les zones de sismicités	3
I.1.3 Règlements utilisés :.....	3
Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE	
II.1 Etude au vent : 4	
II.1.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :	4
A. Effet de la région (qref):.....	4
II.1.2 Détermination de la pression dynamique	5
II.1.3 Détermination de la pression statique due au vent :.....	8
II.2 Étude à la neige : 10	
II.2.1 Introduction :.....	10
II.2.2 Calcul des charges de neige :	10
II.3. Calcul de la force de frottement : 10	
D. Vent sur pignon : 12	
Cas de la charge : 12	

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	
III.1.1. Définition	16
III.1.2 Evaluation des charges	16
A.Charges permanentes	16
B.Charges climatiques	16
1.1-Combinaisons de charges	17
1.2 Dimensionnement	18
1.3 Vérifications	20
3.1.2- Vérification au cisaillement :	21
III.1.2-Calcul des liernes des pannes	21
III.2.1.Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	22
III.2.2. Dimensionnement des liernes	22
III.2.3.Calcul de l'échantignolle	23
III.2-Pré dimensionnement des éléments secondaire	25
III-2-1 Calcul des lisses de bardages :	25
1. Définition	25
2. Dimensionnement	25
3. Vérification	26
III.2.2-Dimensionnement des suspentes	27
III.2.3-Pré dimensionnement des escaliers	28
3-Pré dimensionnement du limon	30
III.3-pré dimensionnement du plancher mixte	31
III.3.1Introduction.....	31

III.3.2-Hypothèses de calcul	32
Phase de construction.....	32
Phase finale	32
III.4-Pré dimensionnement solives	32
1) Phase de construction.....	32
2) Phase finale (calcul mixte).....	33
Calcul des goujons connecteurs	35
III .5- Dimensionnement de la connexion de la poutre	35
III.6-Ferraillage de la dalle mixte	36
III.7-Calcul des potelets bi- articulés	37
III.7.1-Définition	37
III.7.2-Détermination des charges	37
III.8-Dimensionnement des potelets	38
III.9-Calcul de la traverse	40
1- condition de résistance	40
2-Condition de flèche.....	41
3-Condition de non-déversement.....	41
III.10-Jarret	43
1- Longueur de jarret.....	43
2- Clès de faîtage	43
1-Détermination de la longueur du jarret.....	43
CHAPITRE IV	
IV.Introduction	50

IV.2- Contreventement de la toiture	50
IV.2.1 Vérification des montants (pannes)	51
IV.2.1.1 Vérification à la résistance	51
IV.3-Contreventement vertical du long-pan	53
IV.3.1-Dimensionnement de la palée de stabilité de rive	53
IV.3-2-Vérification a la résistance ultime de la section	54
IV.4-Calcul de la poutre sablière	55
IV.4.1Pré dimensionnement	55
CHAPITRE V	
V.1-Introduction	58
V.2-calcul des assemblages	58
V.2.1-Assemblage poutre principales - solive	58
V.2.2-Assemblage poutre- poteau	60
V.2.3-Assemblage cornière – poutre	60
V.2.4-assemblage poteau- traverse	61
V.2.5-Assemblage platine – poutre	63
V.2.6-Assemblage traverse-traverse	64
V.2.7-Assemblage poteau- poutre secondaire	66
a) Assemblage des contreventements verticaux.....	67
Pré dimensionnement du gousset :	67
a) Contreventement horizontal.....	69
b-1-Pré dimensionnement du gousset.....	69

CHAPITRE VI

VI.1-Introduction:	73
VI.2-Choix du type de fondation	73
VI.3-Dimensionnement de la semelle.....	73
VI.4-Ferraillage de la semelle	75
VI.5-Calcul des longrines	78
VI.6-Ferraillage du fût	79

CHAPITRE VII

VII.1-Introduction	84
VII.2-pied de poteau encastré(HEA300)	84
VII.2.1-Dimensionnement de la platine	84
VII.2.2-Dimensionnement des tiges d'ancrages	85
VII.2.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III

VIII.1-verification portiques	92
VIII.1.1-Portique 3	92
VIII.1.2-verification poteaux	92
VIII.1.2-verification des traverses plancher :	102
VIII.1.3-verification des traverses toiture :	107
VIII.1.2-Portique 6 :	113
VIII.1.2.2-Verification des traverse plancher	121
VIII.1.2.3- Vérification des traverses toiture :	126

IX.1-Introduction 131

IX.2-Estimation de la période fondamentale de la structure 131

CONCLUSION.....

Conclusion générale : 133

Liste des figure

Figure I 1 Vue sur pignon.....	2
Figure III 1 chemin des pannes.....	16
Figure III 2Schéma statique sous surcharge d'entretien.....	17
Figure III 3Moment due à la surcharge d'entretien	17
Figure III 4présentation de la lierne	23
Figure III 5échantignolle	25
Figure III 6lisse de bardage	27
Figure III 7schéma d'une marche.....	29
Figure III 8Les sections d'acier	37
Figure III 9 traverse jarret poteau	43
Figure III 10diagramme des moments.....	44
Figure IV 1Type de stabilité en X	53
Figure IV 2déformation de la diagonale.....	54
Figure IV 3effort sur la poutre sablière	55
Figure V 1Assemblge poutre principale – solive	58
Figure V 2Assemblage poteau- traverse.....	62

Figure V 3assemblage platine –poutre	63
Figure V 4assemblage traverse-traverse.....	65
Figure V 5disposition géométrique	68
Figure V 6assemblage cornière portique	70
Figure VI 1 semelle isolée	74
Figure VI 2Ferrailage des semelles	77
Figure VI 3Ferrailage de longrines.....	79
Figure VI 4solllicitations dans le fut	79
Figure VI 5Schéma de ferailage	83
Figure VII 1 Platine	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII 2 disposition des goujons sur la platine	86
Figure VII 3 contrainte dans le béton	Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

Tableau II 1Pression due au vent pour la grande face	8
Tableau II 2• Pression due au vent pour la petite face	9
Tableau II 3 Valeurs des coefficients de frottement.....	11
tableau III 1Combinaisons de charges.....	18
tableau III 2Les nouvelles combinaisons de charges:	20
Tableau IV 1valeurs des efforts dans les nœuds.....	50

NOTATIONS

A : Section brute d'une pièce (cm^2)

A_v : Aire de cisaillement (cm^2)

A_w : Section de l'âme d'une pièce (cm^2)

A_s : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2)

I_t : Moment d'inertie de torsion (cm^4)

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4)

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4)

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4)

W_{el} : Module de résistance élastique (cm^3)

W_{pl} : Module de résistance plastique (cm^3)

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm)

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm)

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm)

N_R : Effort normal résistant (KN)

N_{pl} : Effort normal de plastification (KN)

N_u : Effort normal ultime (KN)

V : Effort tranchant sollicitant (KN)

V_{pl} : Effort tranchant de plastification (KN)

f : Flèche d'une poutre (cm)

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa)

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa)

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa)

f_{red} : Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement (KN)

σ : Contrainte normale (MPa)

r : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (KN)

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

s : Coefficient de réduction élastique de l'acier

—

λ : Élancement réduit

—

λ_{LT} : Élancement de déversement Sans unité

μ : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm)

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm)

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m)

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m)

l_k : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m)

R : Rigidité d'une barre (cm^3)

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm)

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm)

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm, cm)

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

v_i : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

INTRODUCTION GENERAL :

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structuraux.

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar industriel qui est une usine de fabrication implanté à M'Sila. L'étude et le prédimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV2003).

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ✓ Première étape portera sur la présentation complète du bâtiment et la définition des différents éléments.
- ✓ La deuxième sera la détermination des actions présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode 3.
- ✓ Et pour la troisième étape ; elle sera consacrée pour la vérification des planchers.
- ✓ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment ; qu'on fera par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Robot (version 2018).
- ✓ La cinquième étape sera mené pour le but de la vérification des éléments de la structure aussi la vérification de l'ensemble.
- ✓ La sixième étape a pour objet la détermination de l'infrastructure (le système de fondation).

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception d'un hangar industriel (R+1), qui est une usine de fabrication implanté à wilaya de M'sila, Le bâtiment sera constitué de poteaux, pannes et poutres en profilés métallique, d'un plancher mixte, et de fermes métalliques pour la toiture.

I.1Données géométriques de l'ouvrage

En plan le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur totale..... L = 30m
- Largeur totale..... I = 16,8m
- Hauteur totale..... H = 11.5m
- RDC He = 5 m
- Etage 1..... He = 4 m
- Toiture.....He=2.5m

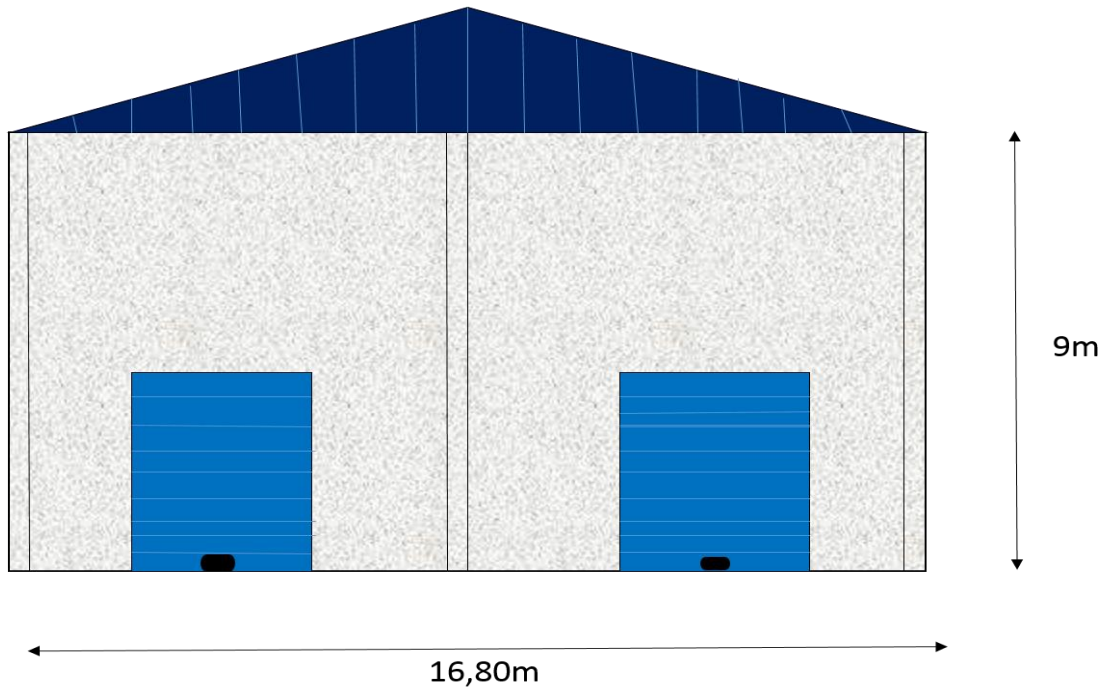


Figure I 1 *Vue sur pignon*

I.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA 2003

I.2.1 Selon les zones de sismicités

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicités croissantes, définies sur la carte des zones de sismicités. Le projet implanté à M'sila indique la zone I (sismicité faible) **[RPA 2003, P 22, Paragraphe 3.1]**

Selon l'importance de l'ouvrage

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Le bâtiment industriel est considéré comme ouvrage de faible importance est classé en groupe 3.

[RPA 2003, P 22 Paragraphe 3.2]

Selon la classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Notre site d'implantation est constitué des sables et graviers moyennement denses à partir de 10m de profondeur, donc notre sol est classé dans la catégorie S4 (site très meuble).

[RPA 2003, P 26, paragraphe 3.3]

Selon le type de contreventement

Pour des raisons plus sécuritaires on adopte un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X.

Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud.

I.1.3 Règlements utilisés :

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- **RNV A2003** : règlement neige et vent Algérien 2003.
- **CCMA97, Euro code 3** : Code Construction Métallique Algérien97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : règlement parasismique Algérien V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire pour les Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

II. Introduction :

Pour chaque projet de construction métallique, on a besoin de déterminer les actions dues au vent et à la neige sur les structure afin les utiliser pour la justification des différents éléments constitutifs du projet (pannes, assemblages, bardages...etc.).

Le règlement neige et vent (version 2013) a pour objectif de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute la surface située au dessus du sol et qui est soumise à l'accumulation de neige, ce document s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie située à une altitude inférieur à 2000m.

Le RNV /version 2013 contient aussi les principes généraux pour la détermination des actions dues au vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parois. Cela s'applique aux constructions dont la hauteur est inferieur à 200m.

Afin d'étudier la stabilité globale de notre projet, on prend en considération l'ensemble des lois et indications en relation avec notre étude figurant dans ce règlement

II.1 Etude au vent :

II.1.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :

A. Effet de la région (q_{ref}):

La pression dynamique de référence q_{ref} qui fonction de la zone du vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(Z)$.

Pou notre structure qui est permanente (dont la durée d'utilisation est superieure à 5ans) qui est implantée à M'sila qui correspond a la zoneIII pression de référence est alors :

$$q_{ref} = 575 \text{ N/m}^2 \dots \dots [\text{Tab 2.3, ChapII RNVA99}].$$

B.Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :

Les terrains sont classés en quatre catégorie de I à IV, ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs).La structure sera implantée dans une zone industrielle donc de catégorie IV .

D'où :

$$\begin{aligned} K_T &= 0,22 \\ Z_0(m) &= 0,3 \\ Z_{min}(m) &= 8 \\ s &= 0,37 \quad \Rightarrow [\text{Tab 2.4, Chap II RNVA99}] \end{aligned}$$

C. Coefficient topographique (C_t):

Le coefficient topographique $C_t(z)$ prend compte de l'accoisement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles (collines, dénivellation...)

Les types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau 2.5 (chapitre II RNVA99) Notre site est plat, d'où le coefficient topographique est : $C_t(z) = 1$

D. Coefficient dynamique (C_d):

Le coefficient dynamique (C_d) est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNVA99)

Correspondant à des bâtiments ou a cheminés de moins de 200 m de hauteur en fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la et pour d'autres types de constructions structures en treillis par exemple il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 de l'RNVA99. la valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du Chapitre 3 du RNVA99.

Vent perpendiculaire à la façade principale :

Sens $V_1 \rightarrow \{ H=11.5m \ B=30m$

$\rightarrow C_d \approx 0,91$

Vent parallèle à la façade principale :

Sens $V_2 \rightarrow \{ H=11,5m \ B=16,8m$

$\rightarrow C_d \approx 0,93$

$C_d < 1,2$ la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques

II.1.2 Détermination de la pression dynamique :

Dans notre cas on a $h=11,5 \text{ m} > 10\text{m}$; on doit subdiviser le maitre couple, doit être considérée comme étant constituée de n élément de surface ; $n = E[11.5/3] = E[4,27] = 4$ éléments.

Avec: $h_i = 11,5/4 = 2,875\text{m}$.

Catégorie de terrain IV:

$K_T = 0,22$; $z_0 = 0,3\text{m}$. $z_{\min} = 8\text{m}$.

$z_i = 2.875 < 16\text{m} \rightarrow C_r = K_T \cdot \ln(z_{\min}/z_0) = 0,22 \cdot \ln(16/1) = \mathbf{0,722}$

$6,41 < 16\text{m} \rightarrow C_r = K_T \cdot \ln(z_{\min}/z_0) = \mathbf{0,722}$

$9,615 < 16\text{m} \rightarrow C_r = K_T \cdot \ln(z_{\min}/z_0) = 0,22 \cdot \ln(9,75/0,3) = \mathbf{0,722}$

$11.50 < 16\text{m} \rightarrow C_r = K_T \cdot \ln(z_{\min}/z_0) = \mathbf{0,722}$

Coefficient d'exposition: $C_{ex} = C_t^2 \cdot C_r^2 \cdot [1 + (7 \cdot K_T / C_r \cdot C_t)]$

Coefficient de rugosité : $C_r = \mathbf{0,722}$.

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Avec : $C_t = 1$ (coefficient de topographie)

Coefficient d'exposition sera donc : $C_{ex}(Z) = 1,633$

$$q_{ref} = 575 \text{ N/m}^2$$

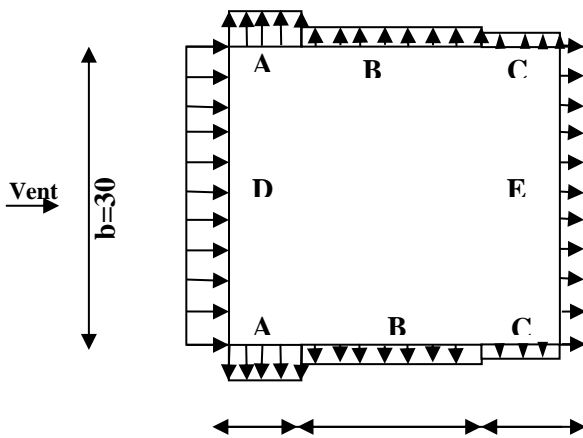
A. Valeur de la pression dynamique :

$$q_{dyn} = q_{ref} \cdot C_{ex} = 938,975 \text{ N/m}^2$$

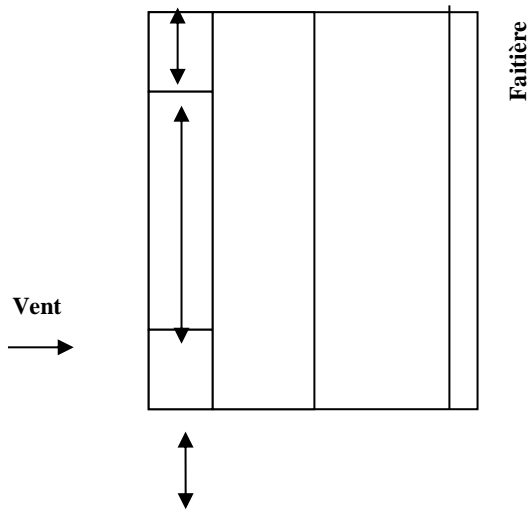
B. Calcul des coefficients de pressions extérieures :

- Vent perpendiculaire à la grande face (long pan) : $C_d = 0,91$

Parois verticales

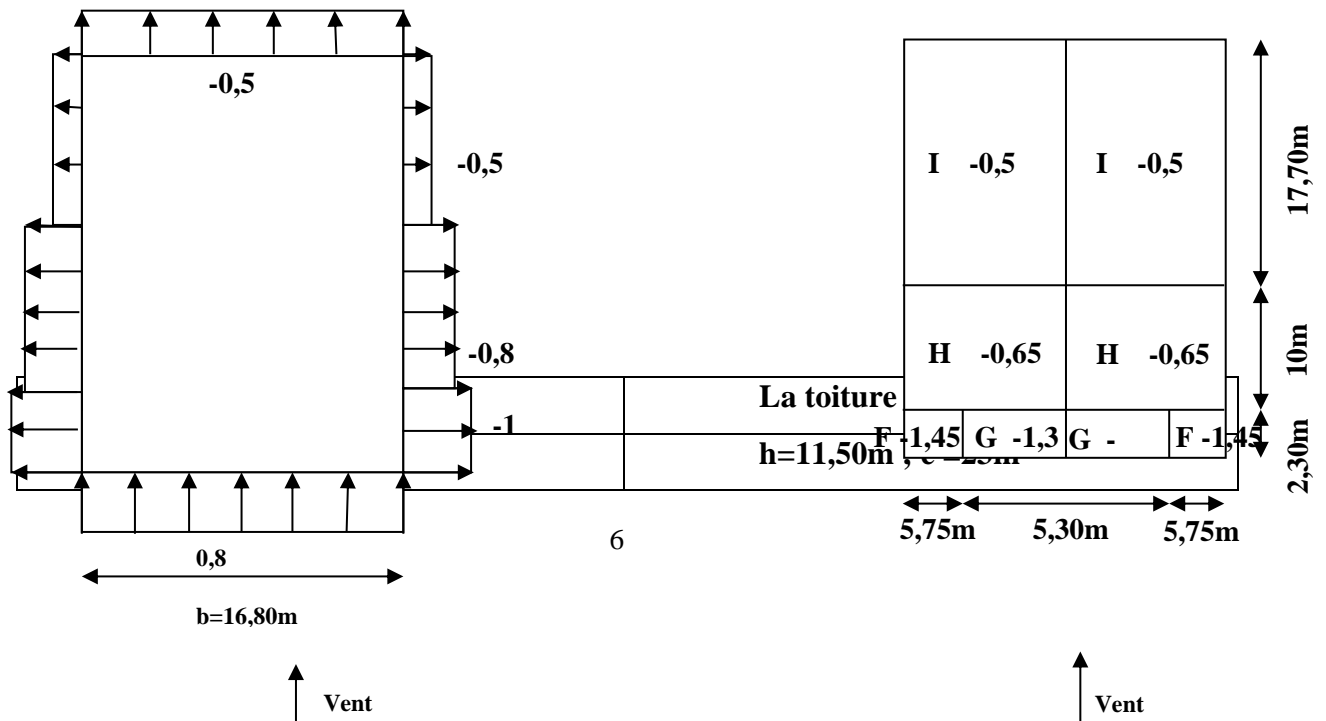


Versants de toitures $\theta=0^\circ$



$$b = 30\text{m} \quad ; \quad d = 16,8\text{m} \quad ; \quad e = \min(4,6 \text{ ; } 10,6 \text{ ; } 1,6 \text{ ; } b \text{ ; } 2h) \rightarrow \text{on utilise le 1}^{\text{er}} \text{ cas pour les parois.}$$

On détermine les surfaces:



Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

$e/5 = 4,6m$, $e/4 = 5,75m$;	$e/10 = 2,3m$, $e/4 = 5.75$, $5^0 < \alpha = 10^0 < 15^0$
$S_A = 52,9m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1$ $S_B = 121,9m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,8$ $S_C = 18,4m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,5$ $S_E = 345m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,3$ $S_D = 345m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = +0,8$	$S_F = 66.125m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1,3$ $S_G = 281.75m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1$ $S_H = 80,5m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,45$ $S_J = 26,45m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,65$ $S_I = 80,5m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,35$

- **Vent perpendiculaire à la petite face (pignon) : $C_d = 0,93$**

Parois verticales Versants de toitures $\theta = 90^0$

$b = 16,80m$, $d = 30m$, $e = \min(b; 2h)$; $d > e \rightarrow$ on utilise le 1^{ier} cas pour les parois.

On détermine les surfaces:

Les parois verticales	La toiture
$h = 11,5$; $e = 23m$ $e/5 = 4,6m$, $e/4 = 5,75m$;	$h = 11,50m$; $e = 23m$ $e/10 = 2,3m$, $e/4 = 5.75$, $5^0 < \alpha = 10^0 < 15^0$
$S_A = 52,9m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1$ $S_B = 121,9m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,8$ $S_C = 18,4m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,5$ $S_E = 345m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,3$ $S_D = 345m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = +0,8$	$S_F = 66.125m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1,3$ $S_G = 281.75m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1$ $S_H = 80,5m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,45$ $S_I = 80,5m^2 > 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0,35$

Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

1^{ER} CAS : toutes les ouvertures sont fermées

$$\mu_p = 0 \rightarrow C_{pi} = +0,8$$

2^{IEME} CAS: une ouverture ouverte et l'autre fermée

$$\mu_p = 0,5 \rightarrow C_{pi} = +0,125$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

3^{EME} CAS: toutes les ouvertures sont ouvètes

$$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,5$$

II.1.3 Détermination de la pression statique due au vent :

A.Pression due au vent pour la grande face : $C_d=0,91$; $q_{dyn}=938,975\text{N/m}^2$

1 ^{ER} CAS $C_{pi}=+0,8$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	+0,8	0	F	-1,3	+0,8	-1117.21838
A	-1	+0,8	-957.61575	G	-1	+0,8	-957.61575
B	-0,8	+0,8	-851.214	H	-0,45	+0,8	-665.010938
C	-0,5	+0,8	-691.611375	I	-0,35	+0,8	-611.810063
E	-0,3	+0,8	-585.209625	J	-0,65	+0,8	-771.412688
2 ^{EME} CAS $C_{pi}=+0,125$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	+0,125	359.105906	F	-1,3	+0,125	-758.112469
A	-1	+0,125	-598.509844	G	-1	+0,125	-598.509844
B	-0,8	+0,125	-492.108094	H	-0,45	+0,125	-305.905031
C	-0,5	+0,125	-332.505469	I	-0,35	+0,125	-252.704156
E	-0,3	+0,125	-226.103719	J	-0,65	+0,125	-412.306781
3 ^{EME} CAS $C_{pi}=-0,5$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	-0,5	691,611375	F	-1,3	-0,5	-425,607
A	-1	-0,5	-266,004375	G	-1	-0,5	-266,004375
B	-0,8	-0,5	-159,602625	H	-0,45	-0,5	26,6004375
C	-0,5	-0,5	0	I	-0,35	-0,5	79,8013125 Depression
E	-0,3	-0,5	106,40175	J	-0,65	-0,5	-79,8013125

Tableau II 1 Pression due au vent pour la grande face

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

- Pression due au vent pour la petite face : $C_d=0,93$; $q_{dyn}=938,975\text{N/m}^2$

1 ^{ER} CAS $C_{pi}=+0,8$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	+0,8	0	F	-1,45	+0,8	-1223.32781 Soulevement
A	-1	+0,8	-978.66225	G	-1,3	+0,8	-1141.77263
B	-0,8	+0,8	-869.922	H	-0,65	+0,8	-788.366813
C	-0,5	+0,8	-706.811625	I	-0,5	+0,8	-706.811625
E	-0,3	+0,8	-598.071375				
2 ^{EME} CAS $C_{pi}=+0,125$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	+0,125	366.998344	F	-1,45	+0,125	-856.329469
A	-1	+0,125	-611.663906	G	-1,3	+0,125	-774.774281
B	-0,8	+0,125	-502.923656	H	-0,65	+0,125	-421.368469
C	-0,5	+0,125	-339.813281	I	-0,5	+0,125	-339.813281
E	-0,3	+0,125	-231.073031				
3 ^{EME} CAS $C_{pi}=-0,5$							
Parois verticales				Versant de toiture			
zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2	Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j en N/m^2
D	+0,8	-0,5	706.811625	F	-1,45	-0,5	-516.516188
A	-1	-0,5	-271.850625	G	-1,3	-0,5	-434.961
B	-0,8	-0,5	-163.110375	H	-0,65	-0,5	-81.5551875
C	-0,5	-0,5	0	I	-0,5	-0,5	0
E	-0,3	-0,5	108.74025				

Tableau II 2• Pression due au vent pour la petite face

II.2 Étude à la neige :

II.2.1 Introduction :

Le but de l'étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

II.2.2 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \rightarrow \text{[Paragraphe 3.1.1, formule]}$$

Avec :

S_k : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture. Notre projet est implanté à M'sil qui est classée en zone B selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ 481m. Donc S_k est donnée par la formule suivante :

Notre structure présente une pente de $14,03^\circ$ qui est entre 0° et 30° est selon le tableau 6.1 du RNVA99, $\mu = 0,8$.

La charge de neige est alors :

$$S = 0,8 \cdot 0,292 = 0,233 \text{ KN/m}$$

II.3. Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent .

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \cdot C_{fr,j} \cdot S_{fr,j})$$

Où :

q_{dyn} : pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

S_{fr} : aire de l'élément de surface considéré.

C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
-----------------	------------------------------------

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (Ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

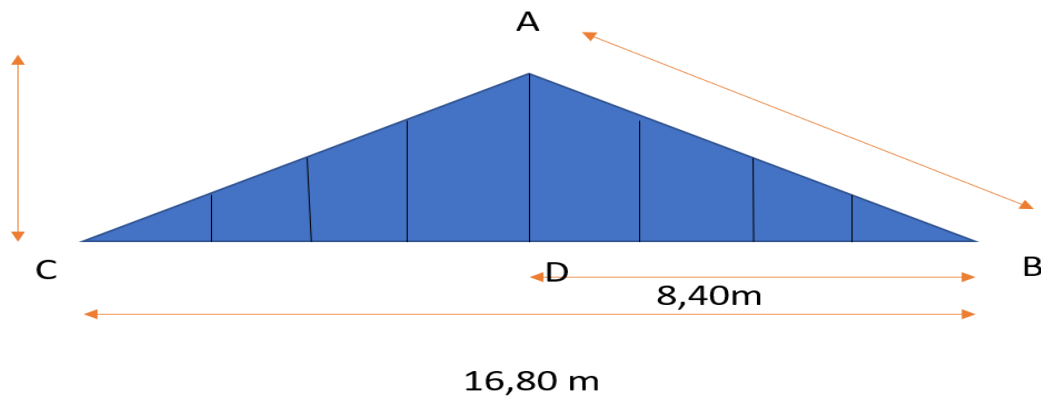
Tableau II 3 Valeurs des coefficients de frottement.

Dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

D'où $C_{fr} = 0.04$

La force de frottement sera donc :

A. La toiture :



B. La longueur développée :

$$AB^2 = AD^2 + DB^2 = 2,5^2 + 8,40^2 = 75,17 \text{ m}^2$$

$$AB = 8,67 \text{ m}$$

$$L_d = 8,67 \text{ m}$$

$$F_{fr} = 8,67 \times 30 \times 0,04 \times 938,975 \times 2 = 19538,19 \text{ N}$$

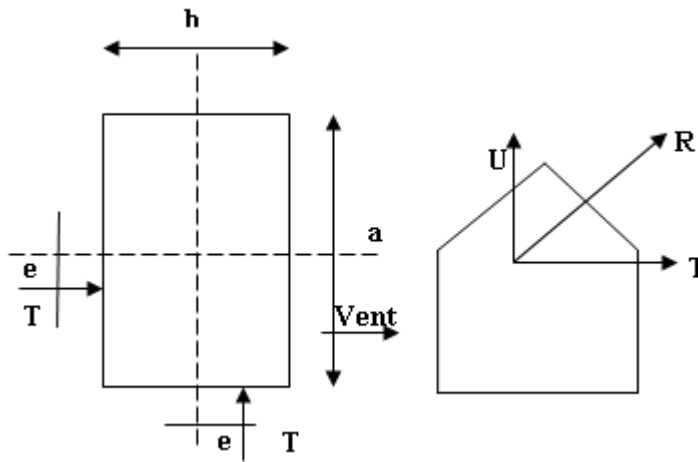
B.1. Parois verticales :

$$F_{fr} = 9 \times 30 \times 0,04 \times 938,975 \times 2 = 20281,86 \text{ N}$$

B.2. La force de frottement totale :

$$F_{fr} = 39820,05 \text{ N.}$$

C. Calcul de la force résultante :



$$R = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{fr,j}$$

L'excentricité de la force globale horizontale T doit être prise égale à :

D. Vent sur pignon :

$$e = \pm b/10$$

b et a (en m) : dimensions à la base du maître couple.

E. Vent sur long pan :

$$e = \pm a/10$$

F. Action de la neige :

G.1. Charge de la neige sur le sol :

$$S_0 = (0,04H + 10)/100 = (0,04 \cdot 100 + 10)/100 = 0,14 \text{ kg/m}^2$$

G.2 Charge de la neige sur la toiture : $S = \mu \cdot S_0$

Cas de la charge :

$$\mu = 0,8 \text{ (coefficient de forme)}$$

Sur la toiture inclinée :

$$S = 0,8 \times 0,14 \times \cos 10^\circ$$

$$S = 0,8 \times 0,14 = 0,112 \text{ kg/m}^2 = 1,12 \text{ N/m}^2$$

Chapitre III :

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. Les pannes de toiture :

III.1.1. Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants.

Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

Données de calcul :

Les pannes sont posées avec des travées de 6 m avec un espacement de 1,5 m.

Les pannes sont posées avec des travées de 6 m avec un espacement de 1,5 m.

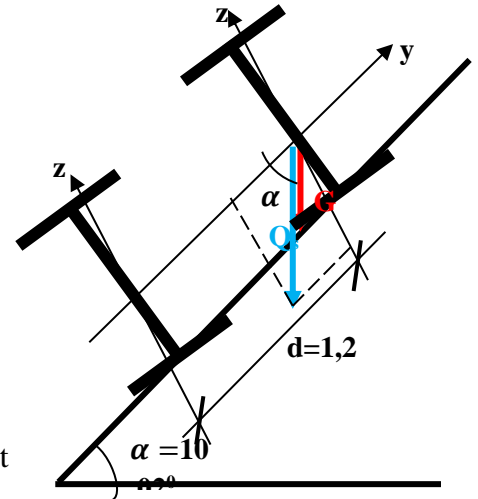


Figure III 1 chemin des pannes

III.1.2 Evaluation des charges :

A. Charges permanentes :

Poids de la tôle **T.N40**: $G_1=11,7 \text{ daN/m}^2$

Poids de l'accessoire : $G_2=3 \text{ daN/m}^2$

$$G_{\text{totale}} = (G_1 + G_2) \times d = 17,64 \text{ daN/ml}$$

B. Charges climatiques :

1. Le vent :

Choisir la panne intermédiaire la plus sollicitée qui appartienne aux zones :

Suivant le long pan zones : **H, I** **DEPRESSION**

Et suivant le pignon la zone : **F** **SOULEVEMENT**

2. Soulèvement : $W_s = Q_s \cdot d = -122,332781 \cdot 1,2 = -146,7993 \text{ daN/ml}$.

3. Dépression : $W_d = Q_d \cdot d = 7,980 \cdot 1,2 = 9,5762 \text{ daN/ml}$.

2. La neige: $S_n = S \cdot d = 11,03 \cdot 1,2 = 13,24 \text{ daN/ml}$

1. La surcharge d'entretien:

Dans le cas de toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de **100kg** chacune situées à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne.

La charge uniformément **P** due aux charges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du **P** et aux charges ponctuelles **P'**.

$$P = 8P' / 3L = 8 \cdot 100 / 3 \cdot 6 = 44 \text{ kg/ml} = 44 \text{ da/ml}$$

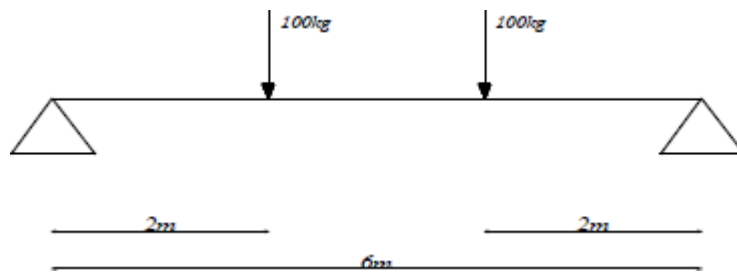


Figure III 2 Schéma statique sous surcharge d'entretien

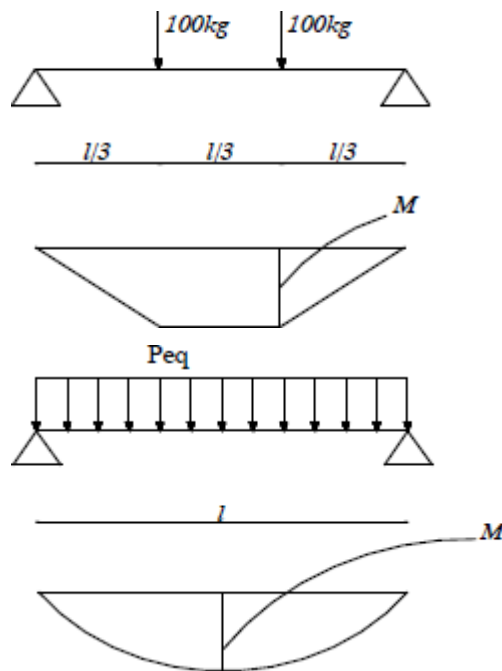


Figure III 3 Moment due à la surcharge d'entretien

1.1-Combinaisons de charges :

Combinaisons ELU				Projection suivant les axes
Vers le bas ↓	Q_{sd1}	$1,35G+1,5S_n$	43,674 daN/ml	Suivant les deux axes $y-y \sin \alpha$ $z-z \cos \alpha$
	Q_{sd2}	$1,35G+1,5W_d$	38,169 daN/ml Nég	
	Q_{sd3}	$1,35G+1,5P$	89,814 daN/ml	
Vers le haut ↑	Q_{sdZ}	$G \cos \alpha + 1,5W_s$	-202,824 daN/ml	La plus défavorable $z-z$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Sens horizontal ←	Q _{sdY}	1.35 G sin α	4,1434 daN/ml Nég	y-y
$q_{maxy} = 89,814 \sin \alpha = 15,627 \text{ daN/ml.}$ $q_{maxz} = 202,824 \text{ daN/ml.}$ $M_{z,sd} = q_{max,y} l^2 / 8 = 70,315 \text{ daN m}$ $M_{y,sd} = q_{max,z} (l/2)^2 / 8 = 456,354 \text{ daN m}$				
Combinaisons ELS				Projection suivant les axes
Vers le bas ↓	Q _{sd1}	G+S _n	30,88 daN/ml	Suivant les deux axes y-y sin α z-z cos α
	Q _{sd2}	G+W _d	27,22 daN/ml Nég	
	Q _{sd3}	G+P	61,64 daN/ml	
	Q _{sd4}	G+(S _n +W _d)	38,175 daN/ml	
Vers le haut ↑	Q _{sdZ}	G cos α+W _s	-147,43 daN/ml	La plus défavorable z-z
Sens horizontal ←	Q _{sdY}	G sin α	3,069 daN/ml Nég	y-y
$q_{maxy} = 61,64 \sin \alpha = 10,725 \text{ daN/ml.}$, $q_{maxz} = 147,43 \text{ daN/ml.}$				

tableau III 1 Combinaisons de charges

1.2 Dimensionnement:

- *Condition de résistance :*

$$\frac{M_{sdy}}{M_{crdy}} + \frac{M_{sdz}}{M_{crdz}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$$\begin{cases} M_{crdy} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ M_{crdz} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0} \end{cases}$$

Dans la gamme des IPE on a : $W_{ply} = \dots \rho I Z$

$$(I) \rightarrow W_{ply} \geq \gamma_{M0} / f_y [M_{sdy} + 7M_{sdz}]$$

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité: $\gamma_{M0} = 1,1$

f_y : Limite d'élasticité de l'acier : $f_y = 235 \text{ Mpa}$; $W_{ply} \geq 44,40 \text{ cm}^3$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

On prend un IPE120, avec : $G=10,4+17,64=28,04$ kg/ml.

- Les nouvelles combinaisons de charges:

Combinaisons ELU				Projection suivant les axes
Vers le bas ↓	Q_{sd1}	$1,35G+1,5S_n$	57,714 daN/ml	Suivant les deux axes y-y $\sin \alpha$ z-z $\cos \alpha$
	Q_{sd2}	$1,35G+1,5W_d$	52,218 daN/ml Nég	
	Q_{sd3}	$1,35G+1,5P$	103,854 daN/ml	
Vers le haut ↑	Q_{sdZ}	$G \cos \alpha + 1,5W_s$	-192,5796 daN/ml	La plus défavorable z-z
Sens horizontal ← 00	Q_{sdY}	$1.35 G \sin \alpha$	6,5866 daN/ml Nég	y-y
$q_{maxy} = 103,854 \sin \alpha = 18,071$ daN/ml. $M_{z,sd} = q_{max,y} l^2 / 8 = 81,318$ daN m $q_{maxz} = 192,5796$ daN/ml. $M_{y,sd} = q_{max,z} (l/2)^2 / 8 = 216,652$ daN m				
Combinaisons ELS				Projection suivant les axes
Vers le bas ↓		$G+S_n$	41,28 daN/ml	Suivant les deux axes y-y $\sin \alpha$ z-z $\cos \alpha$
		$G+W_d$	37,62 daN/ml Nég	
		$G+P$	72,04 daN/ml	
		$G+0,9(S_n+W_d)$	48,574 daN/ml	

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Vers le haut ↑		G cos α+W _s	-119,179 daN/ml	La plus défavorable z-z
Sens horizontal ←		G sin α	4,879 daN/ml Nég	y-y
$q_{\max y} = 72,04 \sin \alpha = 12,535 \text{ daN/ml.}$, $q_{\max z} = 119,179 \text{ daN/ml.}$				

tableau III 2 Les nouvelles combinaisons de charges:

1.3 Vérifications :

-Vérification de la flèche :

$$f_y \leq \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_z \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{q_y L^4}{EI_y} \quad \text{POUTRE SUR 03 APPUIS}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z L^4}{EI_z} \quad \text{POUTRE SUR 02 APPUIS}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{12,535 \cdot 300^4 \cdot 10^{-3}}{21 \cdot 10^6 \cdot 317,8} = 8,123 \times 10^{-5} \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{119,18 \cdot 600^4 \cdot 10^{-3}}{21 \cdot 10^6 \cdot 27,65} = 0,3464 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV}$$

-Vérification du déversement :

- Condition de résistance : $\frac{M_{sdy}}{\chi_{LT} M_{crdy}} + \frac{M_{sdz}}{M_{crdz}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe 1.

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$M_{sdy} = 216,652 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdz} = 81,318 \text{ daN.m}$$

$$C_1=1,132. Z_g = Z_j = 0 \text{ (appliquer au C.G.)}. I_w = 0,89. 10^{-3} \text{ cm}^6.$$

$$I_t = 1,74 \text{ cm}^4. E=21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2. G=8,1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2. k=k_w=1. I_z = 27,65 \text{ cm}^4. w_{ply} = 60,7 \text{ cm}^3. w_{plz} = 13,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = \quad \text{N.cm} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \quad > 0,4 \text{ Il faut tenir compte du déversement :}$$

$$\frac{M_{sdy}}{\chi_{LT} M_{crdy}} + \frac{M_{sdz}}{M_{crdz}} = \leq 1 \dots \text{CV}$$

3.1.2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.Sd} \leq V_{plz} . Rd$$

$$V_{y.Sd} \leq V_{ply} . Rd$$

$$V_{ply,Rd} = A_{vy} (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{plz,Rd} = A_{vz} (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

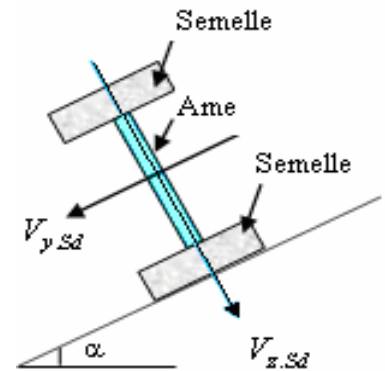
$$V_{sd,y} = 0,625 Q_{sd,y} (L/2) \quad \text{et} \quad V_{sd,z} = Q_{sd,z} L/2$$

$$\text{IPE120 : } A_{vz} = 6,3 \text{ cm}^2, A_{vy} = 8,6 \text{ cm}^2$$

c

$$\text{ff } V_{sd,z} = Q_{sd,z} L/2$$

:



III.1.2-Calcul des liernes des pannes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants (α) atteint 8 à 10 %, l'effet de la charge Q_y (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de panne importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi portée.

Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliés entre eux au niveau du

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

faitage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

III.2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times L/2 = 1,5 \text{ kn}$$

-Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 0,75 \text{ kn}$$

-Effort dans le tronçon L2:

$$T_2 = R + T_1 = 2,25 \text{ kn}$$

-Effort dans le tronçon L3:

$$T_3 = R + T_2 = 3,75 \text{ kn}$$

-Effort dans le tronçon L4:

$$T_4 = R + T_3 = 5,25 \text{ kn}$$

-Effort dans le tronçon L5:

$$T_5 = R + T_4 = 6,75 \text{ kn}$$

$$Tg\theta^{1,5} = 1,5/3 = 0,5 \quad \rightarrow \quad 0,56$$

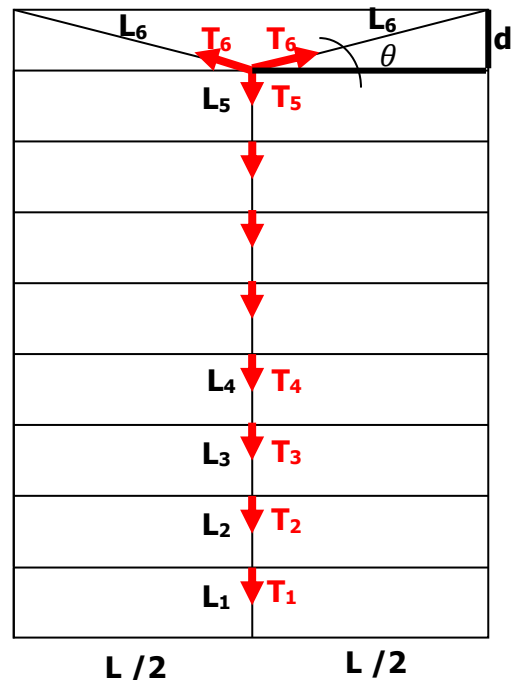
-Effort dans les diagonales L6:

$$T_5 = 2T_6 \cdot \sin \theta \Rightarrow T_6 = T_5 / 2 \sin \theta$$

$$T_6 = 7,54 \text{ kn}$$

le plus défavorable est T_6 , donc on dimensionne les liernes avec $N_{sd} = T_6$

Remarque : les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes (traverse) par des tirants en diagonale (bretelles)



III.2.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est

L'élément tendu :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ Résistance plastique de la section brute :

$$A = \pi \phi^2$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Remarque : pour des raisons de sécurité et pratique, on opte pour des barres de diamètre $\phi = 10\text{mm}$, si on trouve des diamètres inférieurs à 10 mm.

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section à la traction.

$$N_{sd} = T_6 = 7,54 \text{ kn}$$

$$N_{tsd} = A \cdot F_y / \gamma_{m0} \rightarrow A = \pi \phi^2 / 4$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{\pi \cdot f_y}} =$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 7,54 \cdot 10^{-3} \cdot 1}{3,14 \cdot 235}} = 6,4 \text{ mm}$$

$$\phi \geq 6,4 \text{ mm}$$

On va choisir un $\phi 10$ pour les liernes des pannes

$$A = 3,14 \cdot 10^2 / 4 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$N_{tsd} = 78,5 \cdot 235 / 1 = 18447,5 \text{ N}$$

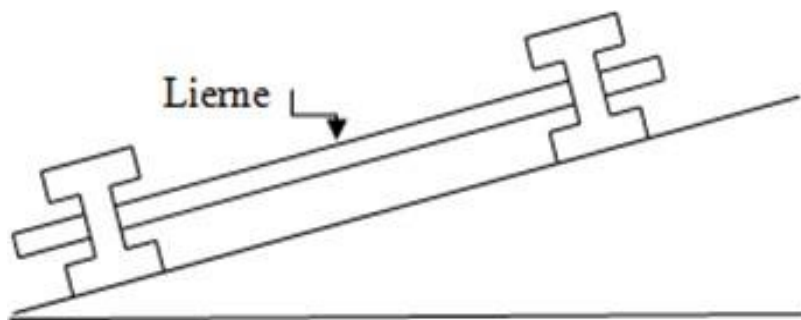


Figure III 4 présentation de la lierne

III.2.3. Calcul de l'échantignolle:

3.1 - Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au

chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

3.2- Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq (3b/2)$$

Pour un IPE120 : $b=6,4\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$

$$6,4 \text{ cm} \leq t \leq 9,6\text{cm}$$

Soit $t = 8\text{cm}$.

Sous la combinaison :

$$q_{uz}=G-1,5V=2,56\text{kn/ml}$$

Calcul de l'effort maximal :

$$R = \frac{q_{uz}.l}{2}$$

$$R = 7,68\text{kn}$$

$$M_r = 2R. t$$

$$M_r = 1,5\text{kn. m}$$

$$M_{\text{pliage}} = W_{ely}.F_y/\gamma_{m0} \geq M_r$$

$$W_{ely} = \gamma_{m0}.M_r/F_y$$

$$W_{ely} = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 10^{-3} / 235$$

$$W_{ely} \geq 7,02\text{cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$b=18\text{cm (traverse IPE400)}$$

$$W_{ely} \geq b. e^2/6$$

$$e \geq \sqrt{6W_{ely}/b} \quad \rightarrow e \geq$$

$$1,52 \text{ mm}$$

On adopte une échantignolle de 6 mm d'épaisse

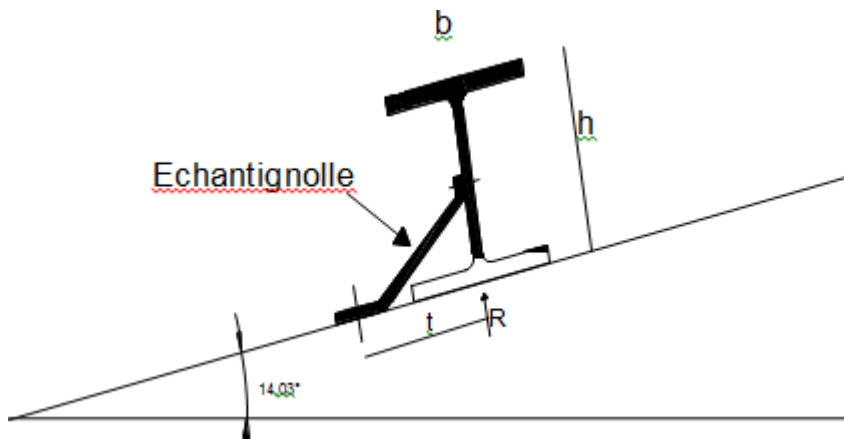


Figure III 5échantignolle

III.2-Pré dimensionnement des éléments secondaire :

III-2-1 Calcul des lisses de bardages :

1. Definition :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par laportée admissible des bacs de bardage.

2. Dimensionnement :

$$V = -1,97 \text{ kn/ml} ; \quad G = 0,255 \text{ kn/ml} ; \quad l = 6 \text{ m}$$

$$M_y = \frac{vl^2}{8} = 8,73 \text{ kn.m}$$

$$M_z = \frac{Gl^2}{8} = 1,15 \text{ kn.m}$$

$$M_z = M_G = 1,15 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 1,5 M_v = 1,5 \cdot 8,73 = 13,09 \text{ kn.m}$$

$$W_{el,y} \geq M_y (1 + n \cdot M_z / M_y) / f_y$$

$$5 \approx 6 \text{ à } 9 \text{ pour les profilés laminés en I (soit } 5 = 7 \text{)}$$

$$W_{el,y} \geq 13,06 \cdot 10^{-3} / 235 (1 + 7 \cdot 1,15 \cdot 10^{-3} / 13,09 \cdot 10^{-3})$$

$$W_{el,y} \geq 89,95 \text{ cm}^3$$

Donc on choisit IPE140

3. Vérification :

3-1 Vérification à la flexion :

Les caractéristiques de l'IPE140 sont : $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

$$I_z = 44,92 \text{ cm}^4$$

➤ Sous V :

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{EI_z} = 0,016 \text{ m}$$

$$f = 6/200 = 0,03 \text{ m}$$

$f_y < f$ Vérifier.

➤ Sous G' :

$$G' = G + G_{\text{IPE140}} = 0,255 + 0,158 \quad \longrightarrow \quad G' = 0,413 \text{ kn/ml}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{G \cdot l^4}{EI_z} = 0,048 \text{ m}$$

$$f = 6/200 = 0,03 \text{ m}$$

$f_z > f$ pas vérifier.

3.1 Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans la lisse sous la combinaison la plus défavorable suivante :

$$\sigma < f_y$$

$$\sigma < \frac{M_y}{W_{ely}} + M_z / W_{elz} < f_y$$

$$\sigma = \frac{13,09 \cdot 10^{-3}}{108,7 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma = 189,5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 189,5 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3.2 Calcul des efforts :

$$R = 1,25 \cdot q \cdot l / 2$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$R=1,25.0,413.6/2 \quad R=1.55\text{Kn}$$

$$T_1=R/2= 0,775$$

$$T_2=R+T_1=2,325\text{kn}$$

$$T_2=2T_3 \sin\theta \quad \text{Tg}\theta=2/3 \quad \theta=33,7^\circ$$

$$T_3=T_2/2 \sin\theta= 2,1\text{kn}$$

le plus défavorable est T_2 , donc on dimensionne les suspentes avec $N_{sd}=T_2$

III.2.2-Dimensionnement des suspentes :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{sd}=T_2=2,32\text{kn}$$

$$N_{tsd} \rightarrow \frac{f_v}{\gamma_{m0}} = A \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{\pi \cdot f_y}} =$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 2,32 \cdot 10^{-3} \cdot 1}{3,14 \cdot 235}} = 3,54\text{mm}$$

$$\phi \geq 3,54\text{mm}$$

$$N_{sd}=T_2=2,32\text{kn}$$

On va choisir un $\emptyset 10$ pour plus de sécurité.

III.2.3-Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 3,06\text{m}$

E_m : emmarchement

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :

On prend $h = 17\text{ cm} \Rightarrow n = 306/17 = 18$ (contremarches)

$n - 1 = 17$ (marches)

$$60 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \dots \dots \dots \text{On prend: } g = 30\text{cm}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{h}{L} = \frac{306}{510} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$$E_m = 1,2\text{ m}$$

1-Calcul des éléments de l'escalier :

Charges et surcharges sur l'escalier :

Charges permanentes :

Tôle striée ($e = 5\text{mm}$) $G = 0,44\text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

$Q = 2,5\text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Bâtiment à usage de bureaux

2-Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

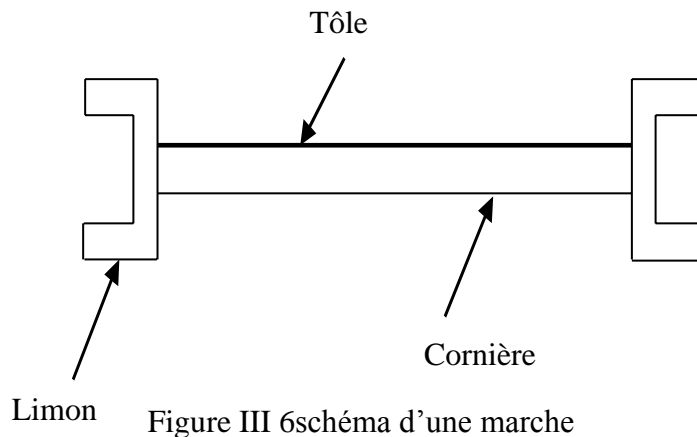


Figure III 6 schéma d'une marche

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation

Condition de flèche :

$$q_s = (G + Q) \cdot g/2 = (0,44 + 2,5) \cdot 0,32 = 0,44 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$I_y = 300.5 \cdot q \cdot l^3 / 384E = 300.5 \cdot 0,44 \cdot 1,2^3 / 384 \cdot 2,1 = 1,41 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x4 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 1,80 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 0,85 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0178 \text{ KN/m}$$

1-Vérification en tenant compte du poids du profilé :

La flèche :

$$q' = q + G_{cornière} = 0,44 + 0,0178 = 0,45 \text{ KN/m}$$

$$5 \times 0,45 \times 1,2^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,45 \cdot 1,2^4}{384 \cdot 210000 \cdot 1,80 \cdot 10^{-8}} = 0,3$$

$$0,3 \text{ cm} < f_{ad} \quad f_{ad} = \frac{120}{300} = 0,4 \text{ cm}$$

Vérifier.

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)q/2 + (1,35G_{\text{corniere}}) = 0,67 \text{ kn/m}$$

$$M_{sd} = q_u \cdot l^2 / 8 = 0,67 \cdot 1,2^2 / 8 = 0,12 \text{ kn.m}$$

$$M_{rd} = W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,85 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1,1 = 0,18 \text{ kn.m} > 0,11 \text{ kn.m} \rightarrow \text{Verifier.}$$

3.2 Cisaillement :

$$V_{sd} = q \cdot l / 2 = 0,4 \text{ kn}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 30 \cdot 4 \cdot 10^{-2} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,R} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{1,24 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 16,93 \text{ kn} > 0,4 \text{ kn}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L30x30x4 convient comme cornière de Support.

3-Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

$$G = \frac{G(\text{marche}) \cdot e_m + 2 \cdot g_{\text{cornier}}}{2} = \frac{0,44 \cdot 1,2}{2} + 0,0178 = 0,28 \text{ kn/m}$$

$$Q = 2,5 \cdot e_m / 2 = 1,5 \text{ kn/m}$$

$$q_s = 1,78 \text{ KN/m}$$

Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$L_{\text{limon}} = \frac{h}{\sin \alpha} = 5,95 \text{ m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E}$$

$$f_{ad} = l / 300$$

$$I_y \geq 300 \cdot \frac{5 \cdot 1,78 \cdot 10^{-3} \cdot 5,95^3}{384 \cdot 210000} \geq 697,44 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN160 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 138 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0,189 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 12,60 \text{ cm}^2$$

1. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

La flèche :

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 1,78 + 0,189 = 1,97 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot 1,97 \cdot 10^{-3} \cdot 5,95^4}{384 \cdot 210000 \cdot 925 \cdot 10^{-8}} = 1,65 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{595}{300} = 1,98 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier}$$

5-3 Cisaillement :

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{2,88 \cdot 5,95}{2} = 8,56 \text{ kn}$$

$$V_{\text{pl,r,d}} = \frac{A_{\text{vz}} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{12,60 \cdot 10^{-1} \cdot (\frac{235}{\sqrt{3}})}{1} = 170,95 \text{ KN} > 8,56 \text{ KN}$$

$V_{\text{pl,Rd}} > V_{\text{sd}} \rightarrow$ Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN160 convient comme limon pour la volée.

III.3-pré dimensionnement du plancher mixte :

III.3.1 Introduction :

Le plancher mixte est constituée d'une poutre généralement IPE en acier d'une tôle en acier comme coffrage perdue et d'une dalle en béton avec des treilles soudée.

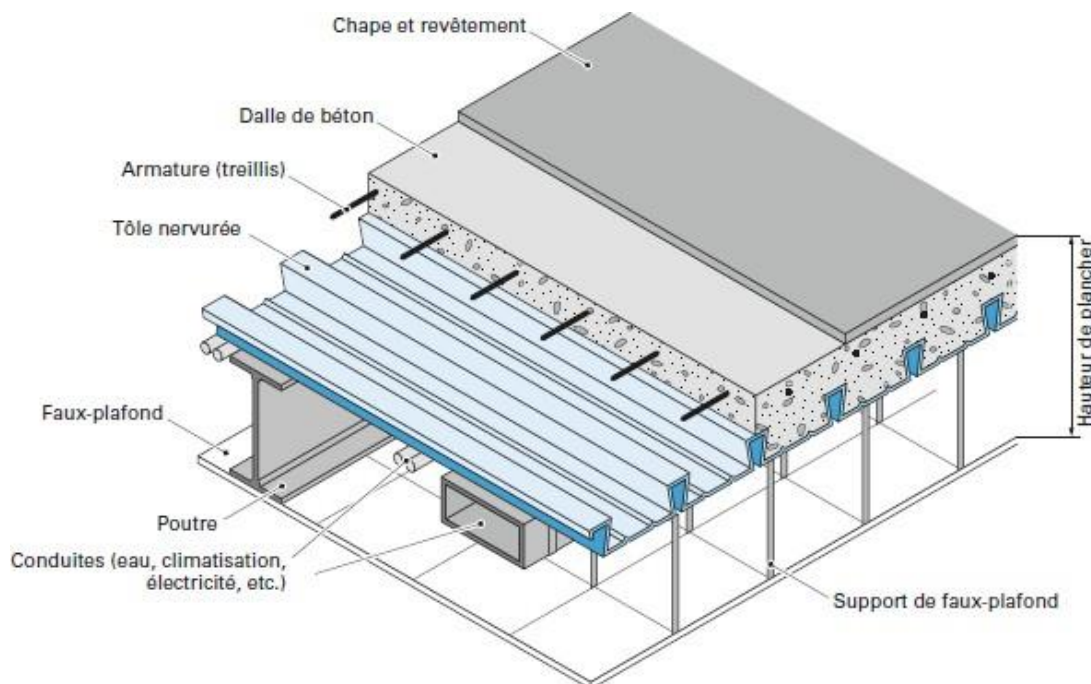


Figure III.8 : *plancher mixte*

III.3.2-Hypothèses de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

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)

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

III.4-Pré dimensionnement solives :

1)Phase de construction :Le béton ne travaillant pas en phase de construction nous aiderons alors la section d'acier avec un étai à mi travées.

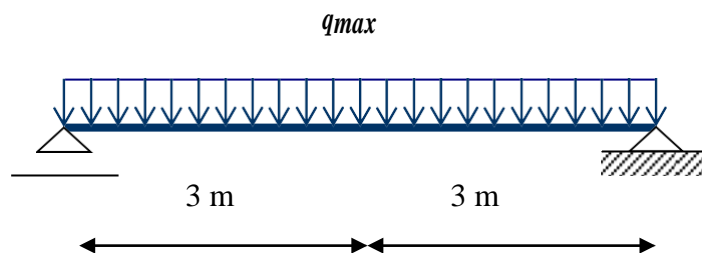


Figure III.9 : schéma statique

Combinaison de charge :

L'entre axe des solives est de $e_{solive} = 1,05$ m

ELS :

$$q_s = [G + Q] \cdot e_{solive}$$

$$q_s = [4,113 + 1] \cdot 1,05 = 5,36 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

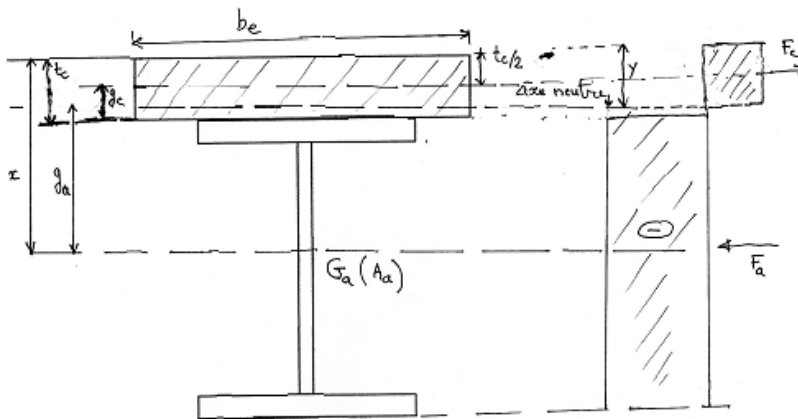
$$f_{ad} = l/250$$

$$I_y \geq 250 \cdot 5 \cdot q \cdot l^3 / 384 \cdot E = 250 \cdot 5 \cdot 5,36 \cdot 10^{-3} \cdot 3^3 / 384 \cdot 210000 = 224,02 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 224,02 \text{ cm}^4$$

On prendra un IPE300 dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 8356 \text{ cm}^4 ; W_{pl} = 628,4 \text{ cm}^3$$



Position de l'axe neutre :

$$K = \frac{A_c f_c}{A_a f_a} = \frac{200 \cdot 14 \cdot 1,7}{53,8 \cdot 23,5} = 3,76$$

$$f_c = 0,85 \cdot f_{ek} / \gamma_c = 0,85 \cdot 3 / 1,5 = 1,7 \text{ KN/cm}^2$$

$K > 1$ axe neutre dans la dalle .

La resistance de la structure est assurée par la poutre métallique seule donc de l' IPE300 :

$$M_{plrd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_0} = \frac{628,4 \cdot 235}{1} = 147,85 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q \cdot l^2 / 8 = 16,65 \cdot 6^2 / 8 = 74,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} > M_s \dots \dots \dots \text{verifier.}$$

1) Phase finale (calcul mixte) :

1. Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times e_{solive} + 1,35 G_{solive} + 1,35 G_{cloison}$$

$$q_u = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 2,5) \times 1,5 + 1,35 \times 0,158 + 1,35 \times 0,2 = 16,65 \text{ KN/m}$$

ELS : $q_s = [G + Q] \cdot e_{solive} + G_{cloison}$

$$q_s = [5,21 + 2,5] \cdot 1,5 + 0,2 + 0,158 = 11,92 \text{ KN/m}$$

Calcul de la largeur efficace de la poutre :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l}{8}, \frac{a}{2}\right) = 1 \text{ m.} \quad b_{eff} = 2 \cdot b_{ei} = 2\text{m.}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_{brd} = A_a \cdot f_a \left[g_c + z_c + \frac{tc(k-1)}{2k} \right]$$

$$M_{brd} = 53,8 \cdot 23,5 \left[15 + 7 + 7 \cdot \frac{(2,76)}{3,76} \right] = 343,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 16,65 \cdot 6^2 / 8 = 74,925 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} > M_{sd} \dots \dots \dots \text{verifier.}$$

➤ **Condition de flèche :**

La flèche est vérifiée par la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

l : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

q_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

$I_y = 8356 \text{ cm}^4$: Moment d'inertie du profilé.

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 0,16,65 \cdot 6^4}{384 \cdot 21000 \cdot 8356} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = l/200 = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{ad} \dots \dots \dots \text{verifier.}$$

vérification au cisaillement

$$V_{plrd} = 0,85 A_v \frac{f_y}{\gamma_0} = 0,85 \cdot 25 \cdot 68 \cdot 23,5 / 1$$

$$V_{plrd} = 512,95 \text{ KN.} > V_s = 72,5 \text{ KN}$$

$$0,5 V_{plrd} > V_s = 256,47 > 72,5$$

.Évaluation des charges

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

a) Phase de construction

Les charges permanentes (G) :

$$\text{Dalle en béton armé (} e = 14 \text{cm)} \dots \dots \dots 0,14 \cdot 25 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

TN.400,113 KN/m²

$$G = 3,61 \text{ KN/m}^2$$

Les charges d'exploitations (Q) :

Surcharge de construction (ouvrier)..... Q = 1 KN/m²

b) Phase finale :

Revêtements en carrelage = 0,4 KN/m²

Mortier de pose = 0,36 KN/m²

Lit de sable..... = 0,34 KN/m²

Dalle en béton armé (e = 14cm) = 3,5 KN/m²

Tôle type cofrplus 60 0,113 KN/m²

$$G = 4,71 \text{ KN/m}^2$$

Cloisons de séparation (en aluminium).....G_{cloisons} = 0,2 KN/ml

Les charges d'exploitation (Q):

Surcharge de d'exploitation Q=2,5KN/m²

Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$h/d > 4 \rightarrow h > 4 \cdot d$$

$$\text{On a } d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } h = 65 \text{ mm}$$

$$h/d > 4 = 65/16 = 4,06 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

III .5- Dimensionnement de la connexion de la poutre :

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}, E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

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

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

$$P_{rd1} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \cdot 16^2}{4} \times 10^{-2} = 51,44 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1,29 \cdot 16^2}{1,25} \sqrt{25 \cdot 30500 \cdot 10^{-3}} = 51,86 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \min(51,44; 51,862) = 51,44 \text{ KN}$$

$$V_{el} = \min \left\{ \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma m_0} \right); \left(0,85 \cdot b_{eff}^+ \frac{(hc + hp) \cdot f_{ck}}{\gamma r} \right) \right\} \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min \left\{ \left(\frac{20,1,235 \cdot 10^{-1}}{1,1} \right); \left(0,85 \cdot 1,125 \frac{(10 + 6) \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) \right\} = 429,4 \text{ kn}$$

Le nombre des goujons est donc

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{429,4}{51,44} = 8,34$$

$$L_{cr} = l/2 = 6/2 = 3\text{m}$$

On prend $N_f = 16$

L'espace est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{16} = 18,75 \text{ cm}$$

III.6-Ferraillage de la dalle mixte :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,5 x 6 m :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,5/6 = 0,25 < 0,4$$

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

à l'ELU : $G = 4,71 \text{ KN/m}$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,10 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10,10 \cdot 1,5^2}{8} = 2,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 1,42 \text{ KN.m}$$

Détermination de la section d'acier :

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 8\text{cm}$$

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

$$d = 0,9h$$

$$= 7,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$A = \frac{M}{z \cdot f_{st}}$$

	M(KN.m)	μ_{bu}	A	A _s (cm ²)
Travée	2,13	0,0308	0,039	1,09
Appui	1,42	0,0205	0,025	0,6

Figure III 7 Les sections d'acier

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 7,2 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,69 \text{ cm}^2 < A_s$$

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{1,09}{4} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Les sections d'acier étant petite nous avons optés pour un treillis soudé de $\varnothing 8$ Dont les dimensions des mailles sont égales à 20 cm dans les deux sens.

III.7-Calcul des potelets bi- articulés :

III.7.1-Définition :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

II.7.2-Détermination des charges :

Le potelet le plus élancé appartient à la zone B sur les parois verticales

- charge climatique :

Entre axe $l_{potelet} = 6 \text{ m} \Rightarrow q = 0,9 \text{ kN/m}^2$

$$V = l \cdot q \quad \longrightarrow \quad V = -5,40 \text{ KN/ml}$$

- Charge Permanente:

Charges permanentes G: (verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich) G_{bardage} = 12,75 kg/m²

Poids propre de la lisse (IPE 140) G_{lisse} = 12,9 kg/ml

Accessoires de pose G_{accessoire} = 5 kg/m²

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Longueur de la lisseL=6m
Nombre de lisses supportées par le potelet n= 4 lisses
Surface tributaire revenant au potelet le plus chargéS=60m²
L'entre axe des poteletsl=6m
 $G = (G_{bardage} + G_{accessoire}) \cdot S + G_{lisse} \cdot L \cdot n$
 $G = 13.74 \text{ KN}$

III.8-Dimensionnement des potelets :

➤ Sous la condition de flèche :

La vérification se fait sous les charges non pondérées :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$F_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad f_{adm} = 1/200$$

l : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

$$I_y = \frac{5 \cdot v \cdot l^3 \cdot 200}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 6^3 \cdot 200}{384 \cdot 210000} = 1446,42 \text{ cm}^4$$

On prend $I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$

Donc on choisit, IPE 200, dont les caractéristiques sont :

$$W_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3 \quad ; \quad I_y = 1943,2 \text{ cm}^4 \quad ; \quad p = 0,224 \text{ KN/ml} \quad ; \quad A = 28,5 \text{ cm}^2$$

Poids propre totale:

$$G' = 14,44 + (0,224 \cdot 6)$$

$$G' = 15,78 \text{ KN}$$

.Vérification à la stabilité :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture. Il travaille à la flexion composée.

Vérification au flambement :

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

l_y : longueur de flambement autour de l'axe yy

l_0 : longueur du poteau

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

i_y : rayon de giration par rapport à l'axe yy

i_z : rayon de giration par rapport à l'axe zz

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\lambda_y = l_y/i_y = 1000/12,46 = 80,25$$

$$\lambda_z = l_z/i_z = 200/3,35 = 59,70$$

$$\lambda_f = 80,25$$

$$\lambda_{\max}^- = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_I} \cdot \beta_w$$

$$\lambda_{\max} = \frac{80,25}{93,9} \cdot 1 = 0,85$$

$\lambda_{\max} = 0,85 > 0,2$ il ya risque de flambement

➤ choisit de la courbe de flambement.

$$h/b = 300/150 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement a

$$\chi = 0.766$$

.Vérification du déversement :

Avec : $\lambda_I = 93,9$

λ_{LT} : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$l_z = 200 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,55 \text{ cm}$$

$$h = 33 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,15 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z}{I_z} \cdot (C^{0,5}) \left[1 + \frac{1}{20 \left(\frac{l_z}{i_z} \right)^2} \right] = 0,25$$

$$\lambda_{lt} = 72.60$$

$\lambda_{lt \text{ bar}} = 0,77 > 0,4$ il y a risque de déversement

Vérification à l'influence de l'effort normal :

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{3 \min N_{pl}} \geq 1$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \quad \longrightarrow \quad \chi_{\min} = 0,766$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{28,48 \cdot 235 \cdot 10^{-4}}{1,1} = 608,43 \text{ KN}$$

$$\frac{1,53G}{3 \min N_{pl}} = \frac{24,14}{0,766 \cdot 608,43} = 0,05 < 1 \quad \text{l'effort normal est négligeable}$$

Nature de la sollicitation :

$$\lambda_{\max} \geq 0,2 \quad \longrightarrow \quad \text{il ya risque de flambement}$$

$$\lambda_{\text{lt bar}} \geq 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$\frac{N_{sd}}{3 \min N_{pl}} < 0,1 \quad \longrightarrow \quad \text{l'effort normal est négligeable}$$

Le poteau travaille à la flexion simple avec déversement

$$M = M_{\text{dev}} = \lambda_{\text{lt}} \cdot B_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour les sections de classes 1 et classes 2.}$$

$$M_y = \frac{1,5 \cdot V \cdot L^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 5,40 \cdot 10^2}{8} = 101,25 \text{ kn.m}$$

$$\lambda_{\text{lt bar}} = 0,77 \quad \longrightarrow \quad \text{courbe a} \quad \longrightarrow \quad \chi_{\text{lt}} = 0,812$$

$$M_{\text{dev}} = 0,812 \cdot 1 \cdot \frac{804,3 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{1,1} = 136,52 \text{ kn.m}$$

$$M_y < M_r \quad \text{donc l'IPE330 est adéquat.}$$

III.9-Calcul de la traverse :

La traverse est calculée en tenant compte des conditions suivantes :

- Condition de résistante.
- Condition de flèche.
- Condition de non déversement.

1- condition de résistance :

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont :

- Au faitage : $M_C = 7068,11 \text{ daN.m}$
- Aux appuis : $M_B = 8699,22 \text{ daN.m}$

$$\text{On a } M = \sigma \times I / V_x$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Au faitage : $I/V_x = M/\sigma = 7068,11 / 24 = 294,50 \text{ cm}^3$

Section au faitage : IPE240

- Aux appuis : $I/V_x = M/\sigma = 8699,22 / 24 = 362,46 \text{ cm}^3$

Section aux appuis : IPE330

2-Condition de flèche :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combine non pondérée :

G + Sn

$G + S_n = q \Rightarrow q = 228 + 270 = 498 \text{ daN/ml}$

La flèche est donnée par la formule :

$$Y_{\max} = \frac{1}{384EI} [5ql^4 + 48M_B \times l^2]$$

Avec $l = 16,8 \text{ m}$, et $I = 11770 \text{ cm}^4$ pour le profil IPE 330

$M_B = 9828 \text{ daN.m}$

$$Y_{\max} = \frac{1}{384.210.11770} [5 \times 498 \times (16,8)^4 + 48 \times 9828 \times (16,8)^2]$$

$Y_{\max} = 0,34 > l/200 = 0,084 \text{ m}$. La flèche est excessive, donc inacceptable. Il faut

adopter un profil IPE supérieur. Soit un IPE 400, dans ce cas la flèche maximale sera :

$$Y_{\max} = \frac{1}{384.210.23130} [5 \times 498 \times (16,8)^4 + 48 \times 9828 \times (16,8)^2]$$

$Y_{\max} = 0,17 > l/200 = 0,084 \text{ m}$. cette flèche est légèrement supérieure a la flèche admissible \Rightarrow on peut adopter le profil IPE 450 car en pratique, la flèche sera moindre du fait du renforcement de l'encastrement par jarret dont nous n'avons pas tenu compte.

3-Condition de non-déversement :

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif, car elle est immobilisée latéralement, bloquée par les pannes.

En revanche, la semelle inférieure peut déverser, sous moment négatif dû au vent (soulèvement de la toiture).

Dans notre cas, le moment négatif maximal en C est obtenu sous G-We, soit $-869,922 \text{ daN.m}$

Le calcul au déversement est fait selon l'additif 80. Pour éliminer le risque de déversement, le moment de flexion ne doit pas dépasser dans aucune section la valeur du moment ultime M_u , calculé par la formule suivante : $M_u = K_d \times M_p$ Où :

- M_p : moment de plastification (maximal).

- K_d : coefficient de déversement calculé.

- M_u : moment ultime.

On doit vérifier que : $M_c < M_u = K_d \times M_p$

$$K_d = \frac{1}{n \sqrt{1 + \left(\frac{M_p}{MD}\right)^n}}$$

Où :

- n = 2 pour les profilés laminés
- $M_p = Z \cdot \sigma_{se}$ avec $Z = 210 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
- $\Rightarrow M_p = 210 \times 10^{-5} \times 24 \times 10^4 = 504 \text{ KN.m}$

MD : moment critique de déversement donné par la formule :

$$M_D = C_1 \frac{\pi^2 E I_y h}{2 L_D^2} \left[\sqrt{\varepsilon + (\eta C_2)^2 + \frac{jG}{E I_y} \left(\frac{2 L_D}{\pi h}\right)^2} + \eta C_2 \right]$$

Avec :

- $\xi = 1$ pour les sections en I
- h = distance entre les centres de gravité des semelles
- η = rapport de la distance entre le centre de gravité de la section et le point d'application de la charge, à la demi hauteur du profilé ($-1 < \eta < +1$)
- L_D = longueur de déversement généralement égale à la longueur de flambement dans le plan perpendiculaire au plan de flexion. $L_D = l_0/2 = 10 \text{ m}$
- C_1 et C_2 = coefficients dépendent des conditions d'appuis et de chargement ; dans notre cas : $C_1 = 1,63$ et $C_2 = 0,722$
- G = module d'élasticité transversale
- J = moment d'inertie de torsion

Pour le profil IPE 450, on a :

- $I_y = 45850 \text{ cm}^4$
- $J = 55,48 \text{ cm}^4$
- $h^* = 500 - 16 = 484 \text{ mm}$
- $\xi = 1$
- $\eta = 1$
- $G = 8,1 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

Le moment de déversement critique vaut :

$$M_D = C_1 \frac{\pi^2 E I_y h}{2 L_D^2} \left[\sqrt{\varepsilon + (\eta C_2)^2 + \frac{jG}{E I_y} \left(\frac{2 L_D}{\pi h}\right)^2} + \eta C_2 \right]$$

$$M_D = 7302,2 \text{ KN.m}$$

Le coefficient KD vaut alors :

$$K_d = \frac{1}{2 \sqrt{1 + \left(\frac{504}{7302,2}\right)^2}}$$

$$K_d = 0,99$$

Alors :

$$M_c = 70,68 \lll M_u = K_d \times M_p = 0,99 \times 504 = 498,96 \text{ KN.m}$$

Aucun risque de déversement avec le profil IPE 450 choisi pour la traverse.

III.10-Jarret :

La section retenue pour les traverses est généralement déterminée par le moment au faîtage M_C cette section est insuffisante pour reprendre le moment M_B à l'appui ($M_B > M_C$). Il convient donc de renforcer la traverse au niveau de l'encastrement avec les poteaux, au moyen de jarrets.

- 1- Longueur de jarret : la longueur du jarret se détermine en considérant qu'au point F, amorce du jarret, la contrainte maximale dans la traverse est égale à a_e
- 2- Clés de faîtage : les clés des faîtages sont adoptées lorsqu'un profilé de poutrelle présente pour les traverses s'avère insuffisant pour reprendre le moment M_C .

Plutôt que d'adopter le profilé immédiatement supérieur, il est plus économique de conserver le profilé initialement envisager et le renforcer localement dans la zone médiane par adjonction d'une clé de faîtage qui apportera le complément d'inertie nécessaire. cette clé présente en outre l'avantage de raidir les platines et donc de soulager l'effort dans l'assemblage par boulons HR.

1-Détermination de la longueur du jarret :

La section retenue pour les traverses est généralement déterminée par le moment au faîtage M_C . Cette section est insuffisante pour reprendre le moment M_B à l'appui ($M_B > M_C$). Il convient donc de renforcer la traverse au niveau de l'encastrement avec les poteaux, au moyen de jarrets.

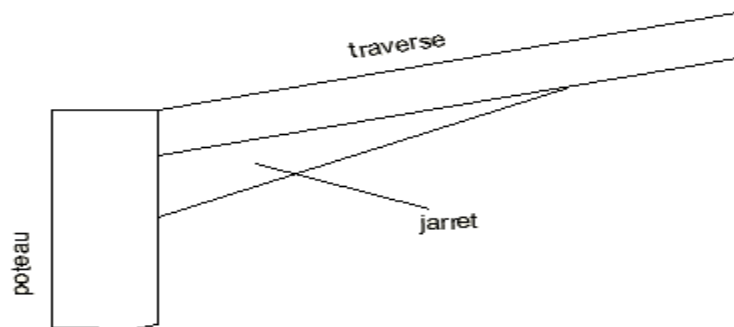


Figure III 8 traverse jarret poteau

$$M_F = \sigma_e I/V (\text{IPE 450}) = 34152,67 \text{ daNm}$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$M_B = - 8699,22 \text{ daN.m}$$

$$M_C = 7068,11 \text{ daN.m}$$

La courbe des moments est parabolique, de la forme $y = ax^2$.

Soit : pour $x = S = 8,4 \text{ m}$, $y = M_C + M_B = 15767,33 \text{ daNm}$.

$$a = Y/X^2 = 15767,22/70,56 = 223$$

pour $x = S - j$, $y = M_F = 34152,67 \text{ daNm}$.

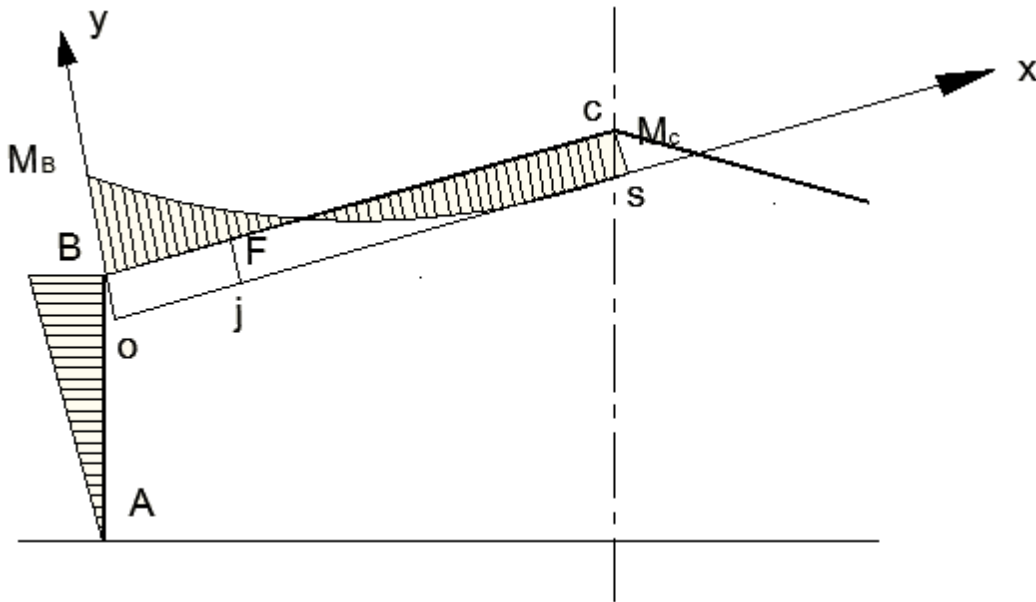


Figure III 9diagramme des moments

$$\text{Soit : } 34152,67 = 223 (8,4 - j)^2$$

$$\text{Ou } j^2 - 16,8 j - 223 = 0$$

Equation qui a pour solution $j = 1,18 \text{ m}$, soit $1,2 \text{ m}$

Chapitre IV: CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

IV.Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont l'objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'à la fondation.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutre au vent »), et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IV.2- Contreventement de la toiture :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre dans la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Calcul des efforts horizontaux aux nœuds des contreventements :

$$F_i = 1,5 \left[(V_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

$$S_i = (h_i/2) \cdot l_i$$

l_i : Entre axes

n : Nombre de nœuds

h_i : Hauteur de chaque poteau

I	1	2	3
h_i (m)	9	11,5	9
l_i (m)	3	3	3
S_i (m ²)	13,5	17,25	13,5
F_i (kn)	6,43	14,01	15,15
$1,5F_i$ (kn)	9,64	21,01	22,72

Tableau IV 1 valeurs des efforts dans les nœuds

a.Calcul de l'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée :

$$\theta = 26,56^\circ \quad R = F \cdot \cos\theta + F_1 \rightarrow F_d = \frac{R-F_1}{\cos\theta}$$

$$R_A = R_B = \frac{\sum Fi}{2} = \frac{2(F_1+F_2+F_3+F_4)+F_5}{2}$$

$$R_A = R_B = 90,91 \text{kn} \quad \xrightarrow{\quad} \quad F_d = 90,85 \text{kn}$$

$$F_d \leq N_{rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \quad \xrightarrow{\quad} \quad A \geq \frac{F_d}{F_y} \cdot \gamma_{m0}$$

$$A \geq 4,25 \text{cm}^2$$

Donc on choisit une double cornière **2L (70*70*5)** dont ses caractéristiques sont :

$$A=11,58 \text{cm}^2 ; p=0,0908 \text{ KN/m}$$

IV2.1 Vérification des montants (pannes) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviéesous l'action de charge vertical , et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée

IV2.1.1 Vérification à la résistance :

On vérifie la condition suivante :

La condition à vérifier est la suivante :

$$\left[\frac{M_y}{M_{Nply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{Nplz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Détermination des sollicitations sur les montants :

$$G_z = G_c + G_p + 1,5(G_{acc} + G_{panneau})$$

$$G_z = 1,35 \text{kn/m}$$

$$M_y G = \frac{G_z \cdot \cos(14,03^\circ) \cdot l^2}{8} = \frac{1,35 \cdot 0,97 \cdot 6^2}{8} = 5,89 \text{kn.m}$$

$$M_y W = \frac{v \cdot l^2}{8} = \frac{1,97 \cdot 6^2}{8} = 8,865 \text{ kn.m}$$

$$M_y \text{ max} = M_y G + 1,5 * M_y W$$

$$M_y \text{ max} = 5,89 + 1,5 * 8,86 = 7,4 \text{KN.m}$$

$$M_z = 1,35 \cdot \frac{G_y \cdot l^2}{8} = 1,35 \cdot \frac{1,35 \sin(14,03^\circ) \cdot 6^2}{8} = 1,98 \text{ kn.m}$$

Section de classe (1) $\rightarrow \{ \alpha = 2 \quad ; \beta = 1. \}$

$$\left[\frac{M_y}{M_{Nply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{Nplz}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\left(\frac{-7,4}{26,46} \right)^2 + \left(\frac{1,98}{5,57} \right)^1 = 0,43 < 1 \dots\dots\dots \text{c'est verifie.}$$

Vérification aux instabilités :

a) Vérification au flambement :

$$i_{ky} = 600 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = (i_{ky}/i_y) = (600/6,58) = 91,18$$

$$i_{kz} = 300 \text{ cm} \rightarrow \lambda_z = (i_{kz}/i_z) = (300/1,84) = 163$$

$$\lambda = \frac{h}{93,9\varepsilon} \quad \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\lambda_y = \frac{91,18}{93,9} = 0,97 \quad \lambda_{\max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\lambda_z = \frac{163}{93,9} = 1,73$$

$$\lambda_{\max} > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

b) Vérification au déversement :

Le moment critique de déversement

$$C_1 = 1,132; \quad C_2 = 0,459 \quad ; \quad C_3 = 0,525 \quad (\text{charge uniformément répartie})$$

$$K = K_w = 1 \quad \text{extrémités libres.}$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{x_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{EC03 (5.52 Art5.5.4)}$$

Avec :

$$K_{lt} = 1 - \frac{u_{LT} N_s}{x_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$u_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta M_{LT} - 0.15$$

βM_{LT} : est un facteur du moment uniforme équivalent pour le déversement

$$u_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta M_{LT} - 0.15 = 0.15 \times 1.78 \times 1.3 - 0.15 = 0.28 < 0.9 \text{ (Vérifiée)}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(c_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{l}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{lt} = 123.57$$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0.5} = 1.31$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} \times (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2] = 2.94$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}} = 0.1794$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{u_{LT} N_s}{x_z \cdot A \cdot f_y} = 0.77 < 1 \text{ (Vérifiée)}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{x_{LT} \cdot M_{pl, y, rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \leq 1$$

$$0,893 < 1 \text{ (Vérifiée)}$$

IV.3-Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

Les palées de stabilité sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement

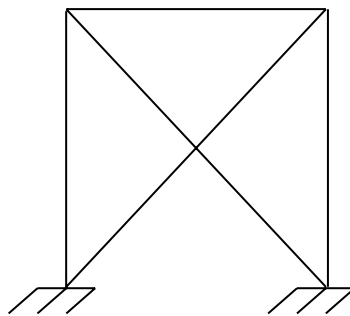


Figure IV 1 Type de stabilité en X

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales en traction.

IV.3.1-Dimensionnement de la palée de stabilité de rive

$$R=90,91 \text{ kn} ; F_1=9,64 \text{ kn}$$

$$F_d = \frac{R - R_1}{\cos \beta}$$

$$\text{Tg} \beta = \frac{7}{6} = 1,16$$

$$F_d = 124,85 \text{ KN} \quad \text{avec : } N = F_d$$

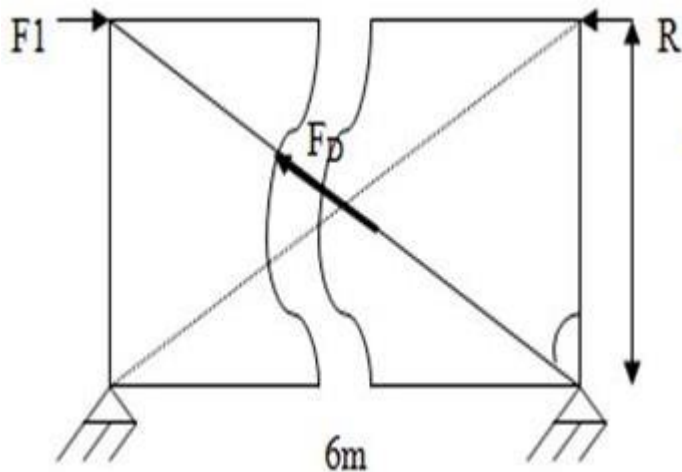


Figure IV 2 déformation de la diagonale

Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute A : $N = F_d$

$$N = F_d$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 124,85 = 187,27 \text{ kn}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{m0}}{f} \quad \square$$

$$A \geq \frac{187,27 \cdot 10^3 \cdot 3,1,1}{235} = 8,67 \text{ cm}^2$$

On choisit une double cornière **2L(70×70×6)** \longrightarrow $A = 18,7 \text{ cm}^2$

IV.3-2-Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Nous avons des trous de 16mm

$$\text{Section nette} : : A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = 2[(8 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6)] = 7,68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2[(8 - 0,6) \times 0,6] = 8,88 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2}$$

Chapitre IV: CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

$$A_{net} = 3,4 + 0,693 \times 4,5 = 14,07 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{0,9 \cdot 14,07 \cdot 10^3 \cdot 4.360.103}{1,25} = 364,69 \text{ kn} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc on opte pour une double cornière 2 **L70X70X6**

IV.4-Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification vase faire en flexion composée.

$$N_{sd} = 187,27 \text{ KN} < N_{u,Rd}$$

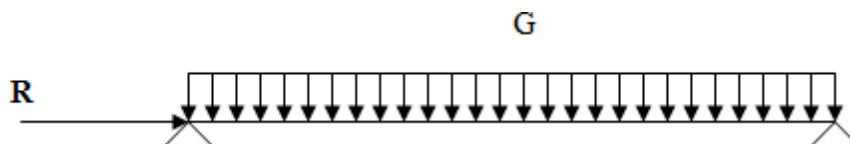


Figure IV 3 effort sur la poutre sablière

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

IV.4.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait à la compression seule

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 \cdot R = 1,5 \cdot 90,91 = 136,36$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{136,36 \cdot 10^3 \cdot 1,1}{235} = 6,38 \text{ cm}^2$$

On opte pour un HEA120, dont les caractéristiques sont :

$$A = 25,3 \text{ cm}^2 \quad ; \quad p = 0,199 \text{ kn/m}$$

$$i_y = 4,89 \text{ cm} \quad ; \quad i_z = 3,02 \text{ cm}$$

Vérification de la résistance de la poutre sablière :

Vérification de la condition de résistance :

$$q_y = 0 \quad \dots\dots\dots \quad M_z = 0$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y / 1,1} + \frac{K_t \cdot M_y}{X_{lt} \cdot M_{ply}} < 1$$

Chapitre IV: CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

$$q_u = 1,35G = 1,35 \cdot 0,199 = 0,27 \text{ kn/m}$$

$$M_y = M_g = \frac{0,27 \cdot 6^2}{8} = 1,21 \text{ kn.m}$$

$$\frac{136,36 \cdot 10^{-3}}{0,427 \cdot 25,3 \cdot 10^{-4} \cdot 235 / 1,1} + \frac{0,97 \cdot 1,21 \cdot 10^{-3}}{0,344 \cdot 119,510^{-6} \cdot 235 / 1,1} = 0,72 < 1 \dots \text{verifier.}$$

Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier si :

$$N > \min \{0,5 \cdot A_w \cdot f_y ; 0,25 N_{sd}\}$$

A_w : section de l'âme

$$A_w = A - (2b \cdot t_f) = 25,3 - (2 \cdot 12 \cdot 0,8) = 6,1 \text{ Cm}^2$$

$$0,5 \cdot A_w \cdot f_y = 0,5 \times 6,1 \times 23,5 = 71,67 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \frac{25,3 \cdot 10^{-4} \cdot 235}{1,1} = 135,12 \text{ kn}$$

$$N = 136,36 \text{ KN} = \min \{0,5 \cdot A_w \cdot f_y ; 0,25 \cdot N_{pl}\} = 71,67 \text{ kn}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal donc on réduit moment résistant

$$M_{Ry} = M_{Ny}$$

$$M_{Ny} = M_{py} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl}} = \frac{136,36}{540,5} = 0,25$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A} \right) ; 0,5 = \min \left(\frac{0,1}{25,3} \right) ; 0,5 = 0,24$$

$$\frac{119,5 \cdot 10^{-6}}{235} \left[\frac{1-0,25}{1-0,5(0,24)} \right] = 21,75 \text{ kn}$$

$$M_{ny} \geq M_y = 1,21 \text{ kn} \dots \text{verifier.}$$

Chapitre 7 : Calcul des assemblages

V.1-Introduction :

Un assemblage est un dispositif ayant pour rôle de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

V.2-calcul des assemblages :

V.2.1-Assemblage poutre principales - solive :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

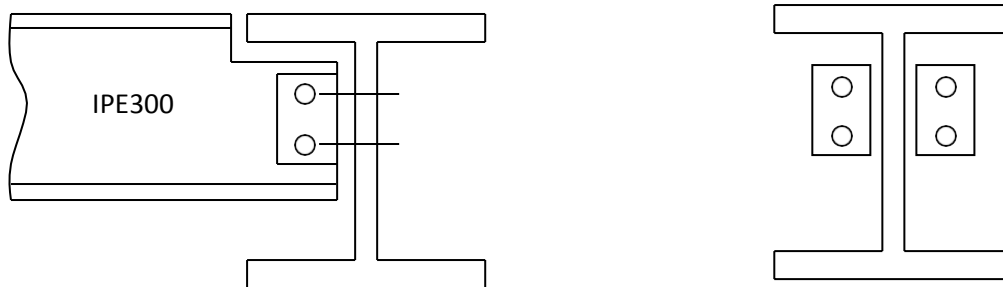


Figure V 1 Assemblage poutre principale – solive

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Dimensionnement des boulons :

a. Coté solive :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_S}) \cdot F_{p,Cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p,Cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

n : Nombre d'interface de frottement;

μ : Coefficient de frottement;

k_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{N_b} \leq F_{s,Rd}$$

Avec : n_b : Nombre des boulons

$$A_s > \frac{V \cdot \gamma_{M_S}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{49,95 \cdot 1,25}{1,2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 7,800} 10^{-3} = 0,92 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

a. Coté poutre principale :

Soit des boulons de type M14 $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M14, donc

on prend une cornière L 50 x 50 x 5

• Disposition géométrique :

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 15 \leq P_2 \leq 14 \cdot 5$$

$$\Rightarrow 45 \leq P_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 50 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 15 \leq e_2 \leq 12 \cdot 5$$

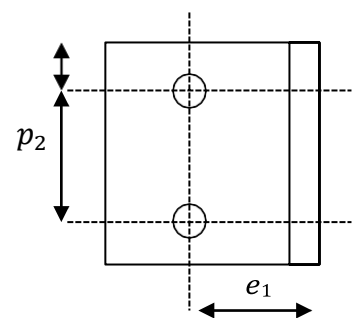
$$\Rightarrow 22,5 \leq e_2 \leq 60 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 15 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5$$

$$\Rightarrow 18 \leq e_1 \leq 60 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 30 \text{ mm}$$

• Vérification des boulons au cisaillement :

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :



$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu \gamma_{M_S}) \cdot F_{p,Cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{N_p} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = (1 \cdot n \cdot \mu \gamma_{M_S}) \cdot F_{p,Cd}$$

$$V/n_b = 49,95/2 = 24,97 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1,2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 1,15}{1,25} \cdot 10^{-4} = 30,91 \text{ KN} > 24,97 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V.2.2-Assemblage poutre– poteau :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$V = 206,52 \text{ KN} \rightarrow \text{Sous la combinaison à l'ELU}$$

V.2.3-Assemblage cornière – poutre :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu \gamma_{M_S}) \cdot F_{p,Cd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{N_p} \leq F_{s,Rd}$$

$$A_s > \frac{V \cdot \gamma_{M_S}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{206,52 \cdot 1,25}{1,3 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} 10^{-3} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte des boulons de type M22} \Rightarrow A_s = 3,03 \text{ cm}^2$$

- **Coté poutre principale :**

$$\text{Soit des boulons de type M24} \Rightarrow A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M22, donc on prend une cornière L130 x 130 x 12

- **Disposition géométrique :**

La distance entre axe des boulons est :

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 26 \leq P_2 \leq 14 \cdot 12 \Rightarrow 78 \leq P_2 \leq 168 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 85 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 26 \leq e_2 \leq 12 \cdot 12 \Rightarrow 39 \leq e_2 \leq 144 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 26 \leq e_1 \leq 12 \cdot 12 \Rightarrow 31,2 \leq e_1 \leq 144 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 50 \text{ mm}$$

Vérification des boulons au cisaillement :

- **boulons reliant la cornière à la poutre :**

$$F_v = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

Avec :

F_v : Effort de cisaillement.

$$F_1 = \frac{V}{Np.2} = \frac{206,56}{3.2} = 34,42KN$$

$$F_2 = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{p_2} = \frac{206,56}{2} \cdot \frac{60}{85} = 72,88KN$$

$$F_v = \sqrt{34,42^2 + 72,88^2} = 80,6KN$$

$$F_{CRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} F_{PCd}$$

$$F_{p.c.d} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 3,03 \cdot 10^{-4} = 169,68KN$$

$$F_{CRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} F_{PCd} = \frac{1.2.0,3}{1,25} \cdot 169,68 = 81,44KN > 80,6KN \rightarrow \text{Vérfifié}$$

• **boulons reliant la cornière au poteau :**

$$F_{vcd} = F_1 = \frac{V}{Nb.2} = \frac{206,52}{3.2} = 34,42KN$$

$$F_2 \cdot P_2 = \frac{V}{2} \cdot e \Rightarrow F_2 = F_{t.sd} = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{p_2} = \frac{206,52}{2} \cdot \frac{60}{85} = 72,88$$

$$F_{p.c.d} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 3,03 \cdot 10^{-4} = 169,68KN$$

$$F_{sRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} \cdot F_{Pcd} - 0,8F_{tsd}$$

$$F_{sRd} = \frac{1.2.0,3}{1,25_s} \cdot 169,68 - 0,8 \cdot 72,68 = 53,53 KN$$

$$F_{s.Rd} = 53,53 KN > F_{v.sd} = 34,42 KN \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

V.2.4-assemblage poteau- traverse :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \{ f_u = 900MPa$$

$$f_{ub} = 1000MPa$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité qui se trouve au niveau du 6em portique avec lessollicitations suivantes :

$$M = 364 KN.m \quad ; \quad V = 102,31 KN$$

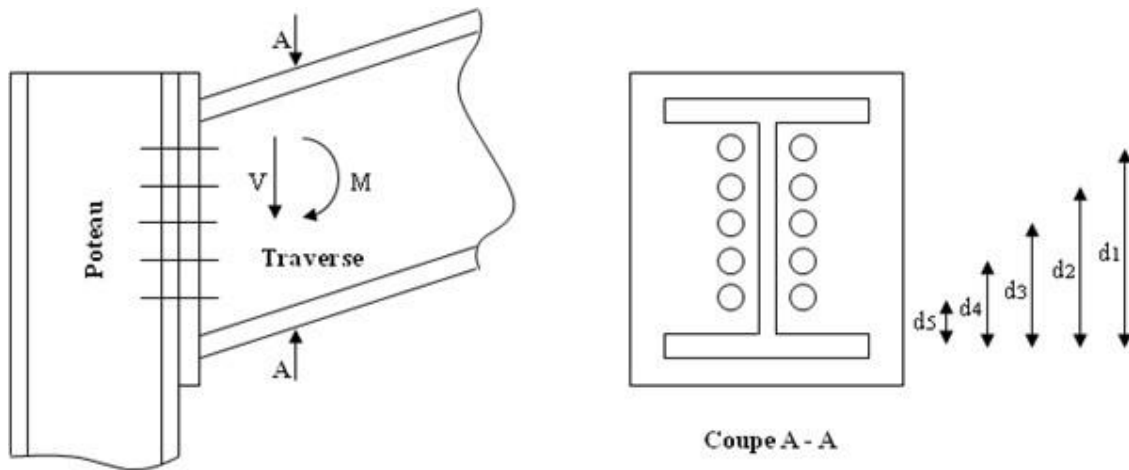


Figure V 2 Assemblage poteau- traverse

On prend

$$d_1 = 37\text{cm}$$

$$d_2 = 29\text{cm}$$

$$d_3 = 21\text{cm}$$

$$d_4 = 13\text{cm}$$

$$d_5 = 5\text{cm}$$

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{364,67}{37^2 + 21^2 + 29^2 + 13^2 + 5^2} \cdot 10^2 = 373,37 \text{ kn}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{473,39 \cdot 29}{37} = 371,03 \text{ kn}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{371,03 \cdot 21}{37} = 268,68 \text{ kn}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{364,268,68 \cdot 13}{37} = 166,32 \text{ kn}$$

$$N_5 = \frac{N_4 \cdot d_5}{d_1} = \frac{364,166,32 \cdot 5,67}{37} = 63,97 \text{ kn}$$

- **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée ($n = 2$).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{473,37}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000} \cdot 10 = 3,38 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M24 $\Rightarrow A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 3,53 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 494,2 \text{ KN}$$

$$M_r = \frac{N_{trd}}{d_1} \sum d_i^2 = \frac{494,2 \cdot (37^2 + 21^2 + 29^2 + 13^2 + 5^2)}{37} \cdot 10^{-2} = 380 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = 380 > M = 364 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 102,31 \text{ KN} \rightarrow \text{sur 10 boulons}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{10} = 10,23 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot n \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 3,53 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 247,1 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{247,1 - 0,8 \cdot \frac{473,37}{2}}{1,25} = 13,85 \text{ KN} > F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les boulons M24 de classe 10.9 sont adéquats

V.2.5-Assemblage platine – poutre :

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

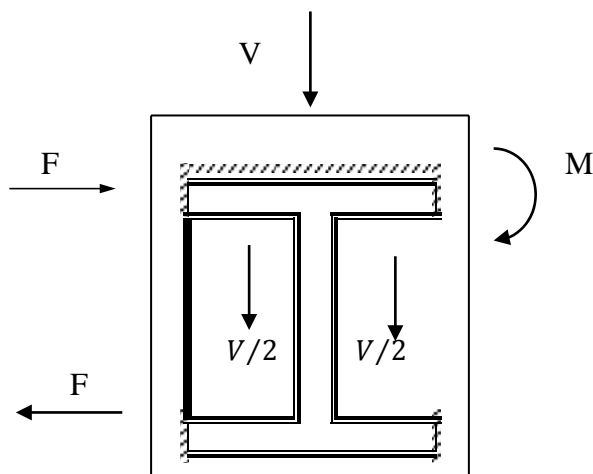


Figure V
3assemblage
platine –poutre

Chapitre v : Calcul des assemblages

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes : On

prend $e = 22\text{mm}$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 8,6 \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 4,3 \rightarrow \text{Soit } a = 4\text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 13,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 6,75 \rightarrow \text{Soit } a = 6\text{ mm}$$

• **Distribution des efforts sur les différents cordons:**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{102,31}{2} = 51,15\text{ kn}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 13,5 = 373\text{ mm}$

• **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 180 - 8,6 = 351,4\text{ mm}$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h-t_f} = \frac{364}{400-13,5} \cdot 10^3 = 941,78\text{ Kn}$$

• **Vérification :**

• **Cordon âme – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{WRd}$$

Avec :

$F_{w,Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{M_w} \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

$$\text{On a : } F_u = 900\text{MPa} \dots \beta_w = 0,8 \dots \gamma_{M_w} = 1,25$$

$$\frac{V}{2} = 51,15\text{ KN}$$

$$F_{w,Rd} = 5 \cdot 373 \cdot \frac{900}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 1095,55\text{KN} > 941,78\text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V.2.6-Assemblage traverse-traverse :

On prend des boulons haute adhérence de Classe 10.9 $\left. \begin{array}{l} fu = 900\text{Mpa} \\ fub = 1000\text{Mpa} \end{array} \right\}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 154,8 \text{ kn.m} \\ V = 23,71 \text{ Kn} \end{array} \right\} \rightarrow \text{à l'ELU}$$

On prend

$$d_1 = 42 \text{ cm}$$

$$d_2 = 37 \text{ cm}$$

$$d_3 = 29 \text{ cm}$$

$$d_4 = 21 \text{ cm}$$

$$d_5 = 13 \text{ cm}$$

$$d_6 = 5 \text{ cm}$$

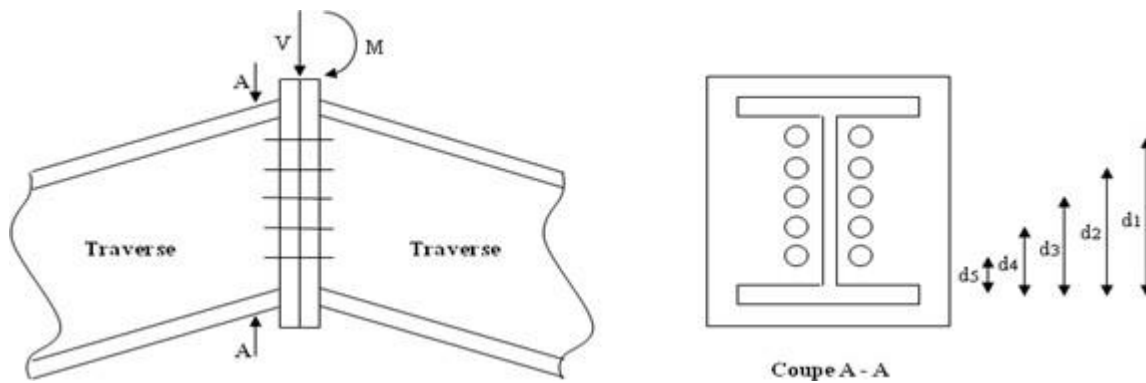


Figure V 4 assemblage traverse-traverse

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{152,842}{37^2 + 21^2 + 29^2 + 13^2 + 5^2} \cdot 10^2 = 141 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{141 \cdot 37}{42} = 124,27 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{124,27 \cdot 29}{42} = 97,4 \text{ kn}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{97,4 \cdot 13}{42} = 70,53 \text{ kn}$$

$$N_5 = \frac{N_4 \cdot d_5}{d_1} = \frac{70,53 \cdot 13}{37} = 43,66 \text{ kn}$$

$$N_6 = \frac{N_5 \cdot d_6}{d_1} = \frac{43,66 \cdot 5}{37} = 16,79 \text{ kn}$$

• **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée ($n = 2$).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{141}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000} \cdot 10 = 1,008 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M20 $\Rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 2,45 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 343 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{trd}}{d_1} \sum d_i^2 = \frac{343 \cdot (37^2 + 21^2 + 29^2 + 13^2 + 5^2)}{37} \cdot 10^{-2} = 376,4 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_R = 376,4 > M = 158,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**
- $V = 23,71 \text{ KN} \rightarrow$ sur 10 boulons

$$F_{VSD} = \frac{V}{10} = 2,37 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0,8 \frac{N}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{171,5 - 0,8 \cdot \frac{141}{2}}{1,25_s} = 27,62 \text{ KN} > F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V2.7-Assemblage poteau- poutre secondaire :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 6.8} \Rightarrow f_u = 480 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$*V = 0,71 \text{ KN} \rightarrow \text{à l'ELU}$$

- **Assemblage cornière – poutre :**

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_p} \leq F_{s,Rd}$$

$$A_s > \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_u} = \frac{0,7 \cdot 1,25}{1 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 600} \cdot 10 = 1,362 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte des boulons de type M18} \Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2$$

- **Disposition géométrique :**

$$\text{La distance entre axe des boulons est : } 3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t$$

$$\text{D'où : } 3 \cdot 20 \leq P_2 \leq 14 \cdot 5 \Rightarrow 60 \leq P_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 60 \text{ mm}$$

Pince longitudinale

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 20 \leq e_2 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 30 \leq e_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 40 \text{ mm}$$

Pince transversale

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 20 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 24 \leq e_1 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 40 \text{ mm}$$

Pince transversale

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 20 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 24 \leq e_1 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 50\text{mm}$$

- **Vérification des boulons au cisaillement :**
- **boulons reliant la cornière à la poutre :**

$$F_v = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

$$F_1 = \frac{V}{n \cdot p_2} = \frac{0,72}{2 \cdot 2} = 0,17 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{p_2} = 0,71 \cdot \frac{40}{60} = 0,47 \text{ KN}$$

$$F_v = \sqrt{0,17^2 + 0,47^2} = 0,50 \text{ KN}$$

$$F_{CRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} F_{PCd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 600 \cdot 1,92 \cdot 10^{-1} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{CRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} F_{PCd} = \frac{1,2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot 80,64 = 30,2 \text{ KN} > 0,50 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **boulons reliant la cornière au poteau :**

$$F_{vcd} = F_1 = \frac{V}{n_b \cdot 2} = \frac{0,71}{2 \cdot 2} = 0,17 \text{ KN}$$

$$F_2 \cdot P_2 = \frac{V}{2} \cdot e \Rightarrow F_2 = F_{tsd} = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{p_2} = \frac{0,71}{2} \cdot \frac{40}{60} = 0,23 \text{ KN}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 600 \cdot 1,92 \cdot 10^{-1} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma M_s} \cdot F_{p,Cd} - 0,8 F_{tsd}$$

$$F_{SRd} = \frac{1,2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot (80,64 - 0,8 \cdot 0,23) = 30,2 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 30,2 \text{ KN} > F_{v,cd} = 0,17 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V2.8-Assemblage des contreventements :

- a) Assemblage des contreventements verticaux :

$$N = 125 \text{ KN}$$

Pré dimensionnement du gousset :

Redimensionnement de la gorge de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 5t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : l'épaisseur maximale des pièces à assembler.

$$t_{\max} = t_{\text{HEA300}} = 14 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 14$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 7\text{ mm}$$

Soit : $a = 6\text{ mm}$

- **la longueur du cordon de soudure :**

$$L \geq \beta_w \times \gamma_{ms} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_u}$$

$$L \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{125 \times \sqrt{3}}{2 \times 6 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}$$

$$L \geq 5\text{ cm}$$

- **Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :**

Pour ce type d'assemblage on choisit des boulons ordinaires qu'on doit vérifier au cisaillement et à la pression diamétrale.

On utilise des boulons de Classe 8.8 $\Rightarrow \{ f_u = 640\text{MPa}$

$$f_{ub} = 800\text{MPa}$$

on fixe le nombre de boulon à 6 boulons.

- **Dimensionnement des boulons**

$$F_{Vsd} = \frac{V}{n_{nb}} = \frac{125}{6} = 20,83\text{ KN}$$

$$A_s \geq (125 \cdot 1,25) / (1 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800) \cdot 10^{-3} = 1,55\text{ cm}^2$$

On prendra des boulons M18 $A_s = 1,92\text{ cm}^2$

Disposition géométrique :

$$e_1 \geq 2,2 \times d_0 = 2,2 \times 2 = 4,4\text{ cm}$$

soit $e_1 = 5\text{ cm}$

$$p_1 \geq 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 2 = 2,4\text{cm}$$

soit $e_1 = 5\text{ cm}$

$$p_1 \geq 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 2 = 2,4\text{cm}$$

soit $p_1 = 3\text{ cm}$

- **Vérification vis à vis de l'assemblage trop long :**

$$l = (n - 1) \times p_1 < 15 \times d$$

$$l = (6 - 1) \times 3 = 15\text{cm}$$

$$15 \times d = 15 \times 1,8 = 27\text{cm}$$

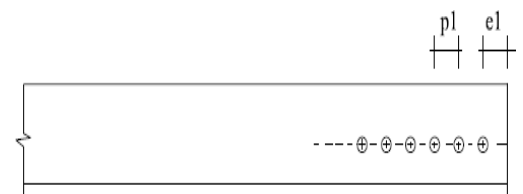


Figure V 5 disposition géométrique

$l = 15 < 27\text{cm}$ L'assemblage n'est trop long

faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{vsd} = 20,83\text{KN}$$

$$F_{brd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; \frac{1}{4} \frac{f_{bu}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,8, 0,25, 1,25, 1)$$

$$\alpha = 0,25$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,25 \times 360 \times 18 \times 8}{1,25} = 25,92 \text{ kn}$$

$$F_{brd} = 25,92 \text{ KN} > F_s = 20,83 \text{ KN} \quad \square \text{ Vérifiée}$$

a) Contreventement horizontal :

b-1-Pré dimensionnement du gousset :

• **Redimensionnement de la gorge de soudure :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 5t_{\max}$$

$$t_{\max} = \text{IPE400} = 13,5 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 6,75\text{mm}$$

soit : $a = 7 \text{ mm}$

• **la longueur du cordon de soudure :**

$$L \geq \beta_w \times \gamma_{ms} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_u}$$

$$L \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{81,11 \times 10^{-3} \times \sqrt{3}}{2 \times 7 \times 10^{-3} \times 360}$$

$$L \geq 2,75 \text{ cm}$$

$$L = 3 \text{ cm}$$

b-2-Assemblage des diagonales sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum

$$N = 81,11 \text{ KN}$$

On opte pour des boulons de \Rightarrow Classe 6.8 $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_u = 480\text{MPa} \\ f_{ub} = 600\text{MPa} \end{array} \right.$

$$f_{ub} = 600\text{MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_s.Rd$$

$$A_s > \frac{V \cdot \gamma_{Ms}}{k_{s,b} \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{81,11 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 600} \cdot 10 = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M20 $\Rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

Assemblage du gousset sur les montants (pannes) :

- **Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:**

$$Q = 81,11 \text{ KN}$$

$$Q_v = 81,11 \sin 45 = 57,35 \text{ KN} \quad Q_h =$$

$$81,11 \cos 45 = 57,35 \text{ KN}$$

Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{v1} = \frac{Q_v}{n}$$

$$Q_{v1} = Q_{h1} = \frac{57,35}{2} = 28,67 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement Q_{\max} sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{IV}^2 + Q_{Ih}^2} = \sqrt{28,67^2 + 28,67^2}$$

$$Q_{\max} = 39,15 \text{ KN}$$

Vérification à la résistance des boulons :

- **au cisaillement seul :**

$$Q_{\max} \leq F_{SRd} = \frac{k_s \times n \times \dots \times f_p}{\gamma_{M0}}$$

$$F_p = 0,7 \times 2,45 \times 600 = 102,9 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{102,9}{1,25} = 24,69 \text{ KN}$$

D'où $Q_{\max} = 39,15 \text{ KN} > F_{srd} = 24,69 \text{ KN}$ non vérifié On augmente la classe des boulons à des HR 10.

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 2,45 \times 1000 = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{171,5}{1,25} = 42,67 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = 39,15 \text{ KN} < F_{srd} = 42,67 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

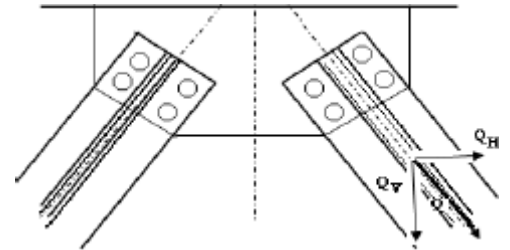


Figure V 6 assemblage cornière portique

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1-Introduction:

Les fondations forment la partie de l'ouvrage se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise et dont le rôle est de transmettre à ce dernier toutes les charges supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondations dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence notre choix de fondation par les semelles isolées, filantes et enfin un 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.

VI.2.1- Calcul des fondations :

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

Selon le R.P.A 99 :

$$G + Q + E0,8 \cdot G \pm E$$

Selon le BAEL91 :

$$\text{ELS} \rightarrow G + N + Q$$

$$\text{ELU} \rightarrow 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + N$$

VI.3-Dimensionnement de la semelle :

(DTR-BC 2.3.3.1.)La semelle est soumise à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise(platine), soit :

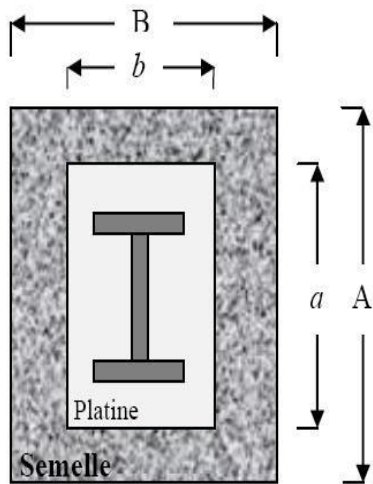


Figure VI 1 *semelle isolée*

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = A \frac{b}{a}$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot c}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

Les sollicitations les plus défavorables sont : (ELU)

$$M = 4,20KN \cdot m$$

$$N = 180,49KN$$

On a :

$$c = 5cm$$

$$a = b = 50cm \Rightarrow A = B$$

$$\bar{\sigma} = 0,2Mpa$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 0,9 \cdot A - 0,25 \geq 0 \Rightarrow A \geq 1,16m$$

n choisit $A = B = 1,5m$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$d = \frac{A-a}{4} = 25cm$$

$$\left(\frac{150-50}{4}, \frac{152-50}{4}\right) + 5 = 30cm$$

On prend :

$$h = 30cm$$

Longueur d'encrage 2m

h_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$h_1 = 2 - 0,3 = 1,7$$

On a : $N_t = N + 1,35P_s$

Avec :

P_s : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \cdot V_{\text{semelle}} = 25 \cdot (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,30) = 16,88KN$$

$$N_t = N + 1,35P_s = 180,49 + (1,35 \cdot 16,88) = 203,27KN$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{4,20}{203,27} = 0,02m$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A} \right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{1,5} \right) \cdot 10^{-3} = 0,097MPa$$

$$\sigma = 0,097MPa \leq \bar{\sigma} = 0,2MPa \rightarrow \text{Les dimensions choisies sont bonnes}$$

a) Vérification de la stabilité au renversement :

➤ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{4,20}{203,27} = 0,02m$$

$$\frac{A}{6} = \frac{150}{6} = 25cm > 2cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Selon RPA 99V2003 (art 10.1.5)

$$M_{0,8 \cdot G \pm E} = 0,88KN$$

$$N_{0,8 \cdot G \pm E} = 61,99KN$$

$$e \leq \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} = \frac{0,88}{61,99} = 1,4cm$$

$$\frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37,5cm > 1,4cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4-Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)

➤ **ELU** :

$$e_0 = \frac{4,20}{203,27} = 2cm \leq \frac{A}{6} = 25cm \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e_0}{A}\right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6.0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,097MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e_0}{A}\right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6.0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,083MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3.0,097 + 0,083}{4} = 0,093 \text{ Mpa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,093 \cdot 1,5^2 \cdot 10^3 = 209,25KN$$

$$\frac{N' \cdot (B-b)}{8.d.f_{st}} = \frac{209,25 \cdot (1,5-0,5)}{8.0,25 \cdot 348} \cdot 10 = 4,90 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M = 2,91KN \cdot m$$

$$N = 128,08KN$$

$$N_t = N + P_s = 128,27 + 16,88 = 145,15kn$$

$$e_0 = \frac{2,91}{145,15} = 2cm \leq \frac{A}{6} = 25cm \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e_0}{A}\right) = \frac{145,15}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6.0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,07MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e_0}{A}\right) = \frac{145,15}{1,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6.0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,05MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3.0,07 + 0,05}{4} = 0,065 \text{ Mpa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,065 \cdot 1,5^2 \cdot 10^3 = 146,25KN$$

$$\frac{N' \cdot (B-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

Avec : $d=0,25m$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{5 \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1,6 \cdot 21}\right) = 201,63Mpa$$

$$\frac{N' \cdot (B-b)}{8.d.f_{st}} = \frac{146,25 \cdot (1,5-0,5)}{8.0,25 \cdot 201,63} \cdot 10 = 6,96 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8HA12 = 9,05cm^2/ml$$

$$A_{moy} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 150 \cdot 25 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,6cm^2$$

$$St = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

• **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4.r_s}$$

$$\omega_s = 1,5 \rightarrow HA$$

l_s = longueur de scellement

$$r_s = f_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835MPa$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot r_s} = \frac{400 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,835} = 37,32 \text{ cm}$$

On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \cdot 150 = 38 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \cdot 150 = 18,75 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets

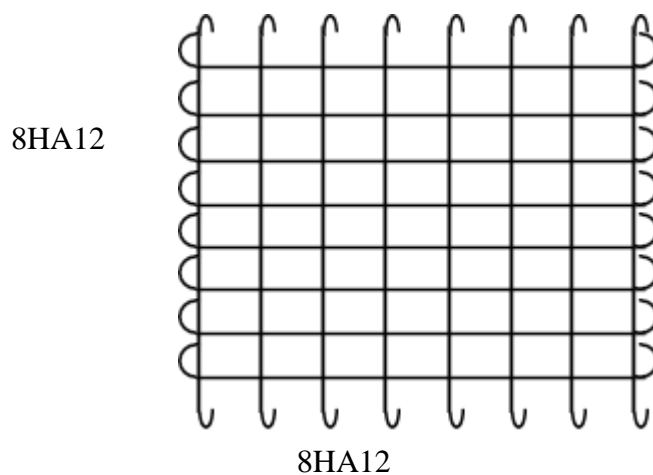
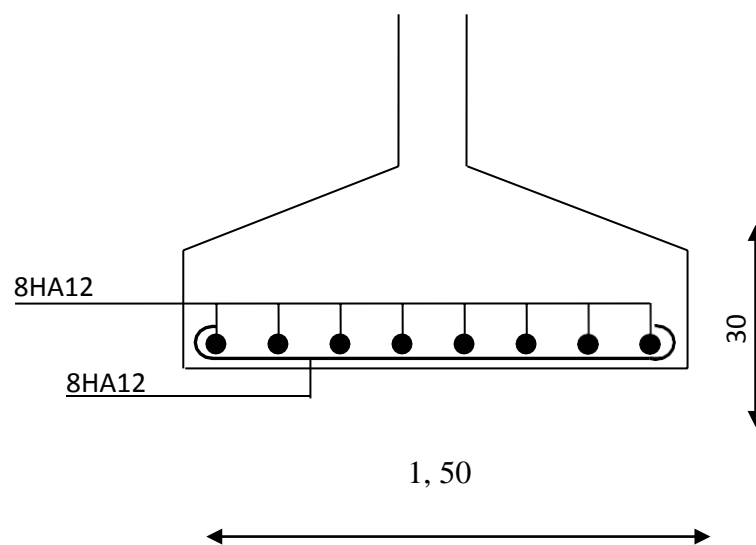


Figure VI 2 Ferrailage des semelles

VI.5-Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

Remarque :

Vue l'importante distance entre les portiques (24m), les longrines sont appuyées sur des plots de dimension $80 \times 80 \times 80\text{cm}^3$ espacés de 6m.

a) Pré dimensionnement : (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$25\text{cm} \times 30\text{cm} \rightarrow S_3$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section $30\text{cm} \times 30\text{cm}$.

b) Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN} \rightarrow \text{RPA art 10.1.1. b}$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site ferme (S_3) et une zone III $\Rightarrow a = 10$

$$ELU \rightarrow N_t = \frac{180,49}{10} = 18,04\text{kn}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \frac{128,08}{10} = 12,8\text{kn}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{18,04}{348} \cdot 10 = 0,09\text{cm}^2$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{12,8}{201,63} \cdot 10 = 0,15\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,4\text{cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_{min} , soit $4\text{HA}14 = 6,16\text{cm}^2$

• Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$S_t = \min(20\text{cm}, 15 \cdot \emptyset_i) = 20\text{cm}$$

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

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

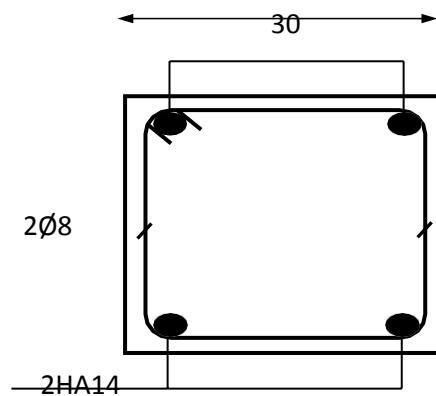


Figure VI 3 Ferrailage de longrines

VI.6-Ferrailage du fût :

Les fondations sont ancrées à $D = 2m$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $80 \times 80cm^2$.

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$M = 4,20KN \cdot m$$

$$N = 180,49KN \rightarrow (ELU)$$

$$V = 15,84KN \rightarrow (G + Q + 1,2 \cdot E)$$

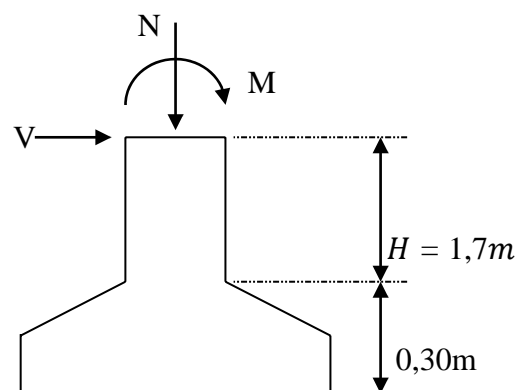


Figure VI 4 sollicitations dans le fut

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

P : Poids propre du fût.

$$N' = 180,49 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 1,7) = 237,86KN$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 4,2 + 15,84 \cdot 1,7 = 31,12KN \cdot m$$

$$M = M' = 31,12KN \cdot m$$

$$N = N' = 237,86KN$$

$$V = 15,84KN$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31,12}{237,86} \cdot 100 = 12,4cm$$

$$\frac{h}{6} = \frac{80}{6} = 13,33cm$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$d = 0,8 - c' = 0,75m$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d \cdot \frac{h}{2}\right) = 4,20 + 180,49 \cdot \left(0,75 \cdot \frac{0,8}{2}\right) = 67,37kn$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 180,49 \cdot (0,75 - 0,05) - 67,37 = 58,97KN \cdot m$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 0,8 - 0,05) \cdot 14,16 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 3171,84KN \cdot m$$

$$3171,84 > 58,97 \Rightarrow \left(\begin{array}{l} \dot{A} = \frac{N - f \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{array} \right)$$

Avec:

$$f_{st} = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{180,49 \cdot (0,75 - 0,05) - 67,37}{0,857 \cdot 0,8^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3}}{0,857 \frac{0,05}{0,8}} = 0,45$$

$$\dot{A} = \frac{180,49 - 0,45 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 14,16 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 112cm^2 > 0$$

$$A_{s_{min}} = 0,9\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A_{s_{min}} = 0,9\% \cdot [(80 \cdot 80) - (50 \cdot 50)] = 35,1cm^2$$

Donc, on ferraille avec une double nappe A_{min} , soit 16HA12 = 18,10cm²

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre Ø8 dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \varnothing_l = 37,5cm$$

On prend $St = 20cm$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

La plateforme:

Dans notre cas, on a une dalle pleine sur quatre appuis de $(6 \times 6)m^2$, d'épaisseur 0,15m avec des joints de 2cm.

$$G = 3,75KN/m$$

$$Q = 3KN/m^2$$

À L'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5Q = 9,56KN/m$$

$$\frac{l_x}{l} = \frac{6}{6} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens } l_x \text{ et } l_y .$$

Calcul de M_0 :

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{pmatrix} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{pmatrix}$$

$$M_0 = \begin{pmatrix} M_0^x = \mu_x \cdot q \cdot l^2 = 12,66KN \cdot m ; M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 12,66KN \cdot m \end{pmatrix}$$

Correction de moment :

$$M_0^{trav} = \begin{cases} M_{rive}^t = 0,85M_0 = 10,76KN \cdot m \\ M_{inter}^t = 0,75M_0 = 9,49KN \cdot m \end{cases}$$

$$M_0^{app} = \begin{cases} M_{rive}^a = -0,3M_0 = -3,79KN \cdot m \\ M_{inter}^a = -0,5M_0 = -6,33KN \cdot m \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} = 14,34kN$$

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} = 14,34kN$$

$$l_y = l_x \rightarrow V_y = V_x$$

VI.7-Ferraillage de la dalle :

- **Calcul des armatures en travée :**

$$M^{max} = 10,76KN \cdot m$$

$$b \stackrel{t}{=} 1m$$

$$e = 15cm$$

$$c = 5cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,075 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,09$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 6,4cm$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,0008$$

$$A_{tx}^{min} = \frac{\rho_0}{2} \cdot (3 - \rho) \cdot b \cdot e = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{tx}^{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc on ferraille avec A

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = -6,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$c = 5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,05$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 9,8 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,0008$$

$$A_{tx}^{min} = \frac{\rho_0}{2} \cdot (3 - \rho) \cdot b \cdot e = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{tx}^{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc on ferraille avec A

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4HA5 = 0,79\text{cm}^2$

- **Espacement des barres :**

$$St^x \leq \min[(3 \cdot e), 33] \Rightarrow St^x = 30\text{cm}$$

On a :

$$St^x = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St^y \leq \min[(4 \cdot e), 45] \Rightarrow St^y = 30\text{cm}$$

On a:

$$St^y = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$r = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{14,34}{1 \cdot 0,10} \cdot 10^{-3} = 0,14\text{Mpa}$$

$$\bar{r} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,16\text{MPa} > r \rightarrow \text{Vérifié}$$

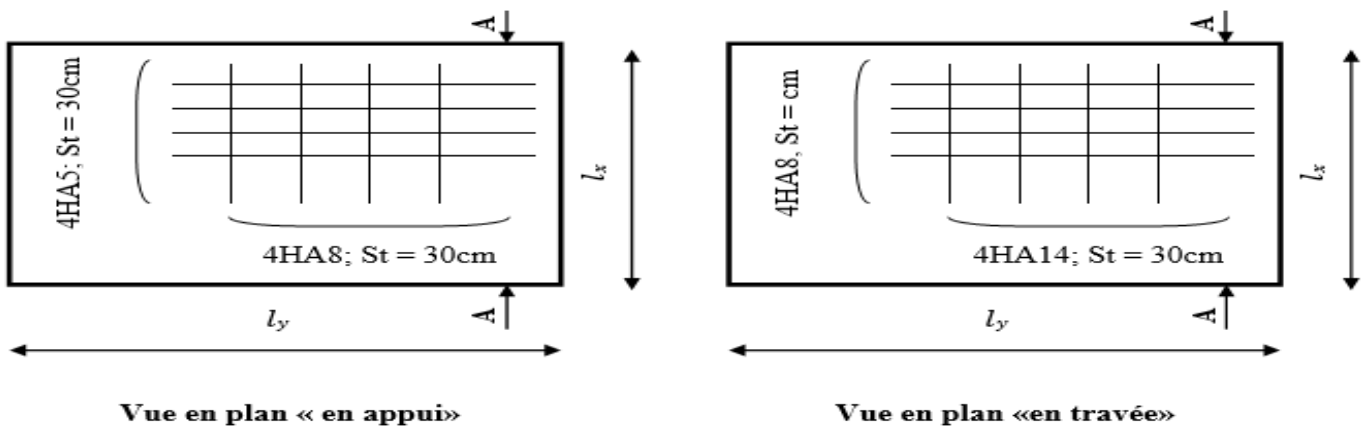


Figure : schéma de ferrailage |

Figure VI 5 Schéma de ferrailage

Chapiter VII : DIMENSIONNEMENT DES PIEDS POTEAUX

VII.1-Introduction :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leur base.

VII.2-pied de poteau encastré(HEA300) :

VII.2.1-Dimensionnement de la platine :

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \longrightarrow \frac{N}{b.h} + \frac{6M}{bh^2} < \bar{\sigma}$$

Avec :

$$N=180,49Kn$$

$$M=4,20KN.m$$

$$h_f = 29cm$$

$$b_f = 30cm$$

On fixe b et on calcul h

$$\text{Soit } b = 50cm$$

$$b \cdot \underline{\sigma} \cdot h^2 - N \cdot h - 6 \cdot M \geq 0$$

$$h^2 - 0,025 \cdot h - 0,003 \geq 0 \Rightarrow h \geq 9,75cm$$

On prend $h = 50cm$

VII.2.2-Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de tracti

$$N_t = 846,4KN \rightarrow \text{effort de soulèvement}$$

L'effort admissible par scellement

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (Kg/m^3)

d_1 : Enrobage $d_1 = 200mm \emptyset$

Diamètre du goujon :

n_b : Nombre des goujons.

$$r = 3 \cdot \emptyset$$

$$l_1 = 20 \cdot \emptyset$$

$$l_2 = 2 \cdot \emptyset$$

On choisit 4 boulons, le diamètre des goujons est donné par l'équation suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7,350}{1000}\right) \cdot \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{200}\right)^2} \cdot (20 \cdot \emptyset + 19,2 \cdot \emptyset + 7 \cdot \emptyset) \geq \frac{846,4}{4}$$

Après développement de l'équation, on trouve :

$$\emptyset^2 - 4,4 \cdot \emptyset - 451 \geq 0 \Rightarrow \emptyset \geq 21,5mm$$

On choisit des tiges de diamètre $\emptyset = 22mm$

Donc la disposition des goujons sera comme suit :

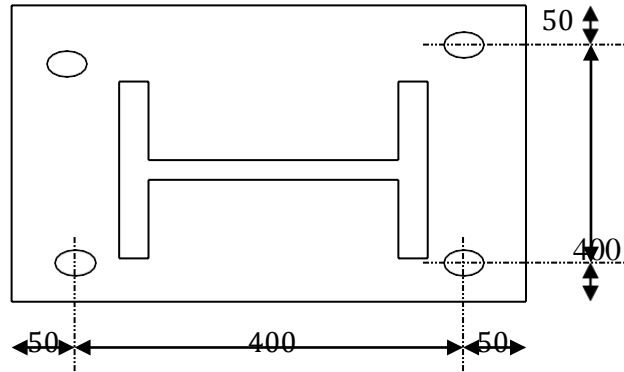


Figure VII 1 disposition des goujons sur la platine

VII.2.3-Vérification des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,20}{180,49} = 2\text{cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33\text{ cm}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Dans ce cas-là, on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h'.(h-\frac{h'}{3})} \leq f_{ub}$$

Avec :

$$h' = 45\text{cm}$$

$$l = 20,48\text{cm}$$

$$b = 50\text{cm}$$

$$N = 180,49\text{KN}$$

$$\sigma_b = \frac{2.180,49.20,48}{50.45.(50-\frac{45}{3})} . 10 = 0,93\text{ MPa} < 14,167\text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier.}$$

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{b.h} . \left(1 + \frac{6.e}{b}\right) = \frac{180,49}{0,5^2} . \left(1 + \frac{6.0,02}{0,5}\right) . 10^{-3} = 0,90\text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) = \frac{180,49}{0,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,02}{0,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,55 \text{ MPa}$$

VII.2.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

$$M = C_1 \cdot d_1 = C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10,5}{2} = 5,25 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2 \cdot \frac{u}{3} = 2 \cdot \frac{10,5}{3} = 7 \text{ cm}$$

$$C_1 = (0,64 + 0,27) \cdot u \cdot b = 0,91 \cdot 10,5 \cdot 50 \cdot 10^{-1} = 47,77 \text{ KN}$$

$$C_2 = 0,06 \cdot \frac{u \cdot b}{2} = 0,06 \cdot \frac{10,5 \cdot 50}{2} \cdot 10^{-1} = 1,75 \text{ KN}$$

$$M = (47,77 \cdot 5,25 + 1,75 \cdot 7) \cdot 10^{-2} = 2,62 \text{ KN}$$

$$M = \frac{b \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{m0}}{b f_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,62 \cdot 1,1}{50 \cdot 235}} = 12,13 \text{ mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t = 15 \text{ mm}$

Vérification de la bèche :

Si : $0,3 \cdot N < V \rightarrow$ La bèche est nécessaire

On a :

$$N = 180,49 \text{ KN} \rightarrow (ELU)$$

$$V = 15,84 \text{ KN} \rightarrow (G + Q + 1,2 \cdot E)$$

$$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 180,49 = 54,14 \text{ KN} > V = 15,84 \text{ KN}$$

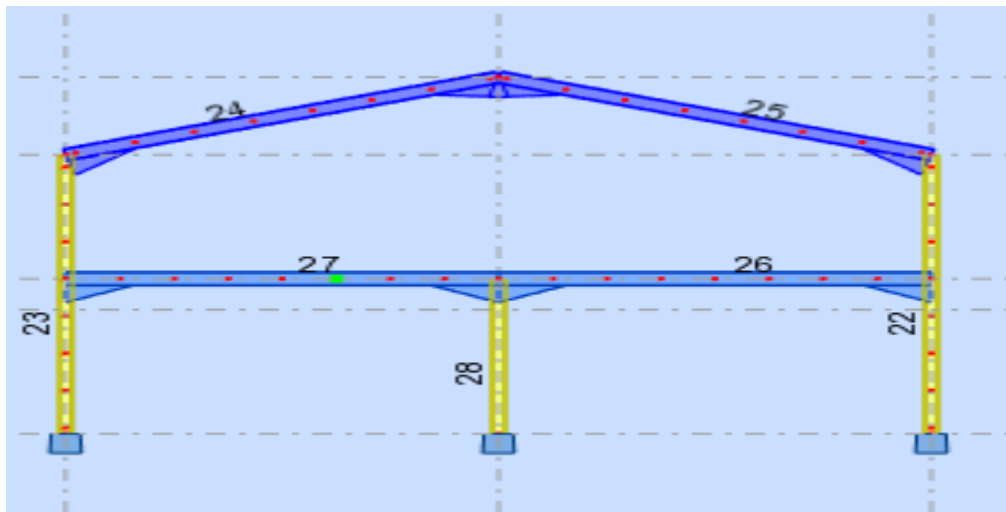
Donc La bèche est inutile.

Chapitre VIII : verification portique

Chapitre VIII : verification portique

VIII.1-verification portiques :

VIII.1.1-Portique 3 :



VUE DE PORTIQUE 3

VIII.1.2-verification poteaux :

POTEAUX 22 :

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

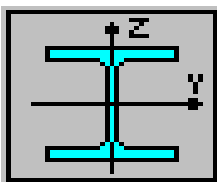
FAMILLE:

PIECE: 22 Poteau_22 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.56 L = 5.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 Q

MATERIAU:



ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

Chapitre VIII : verification portique

- PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

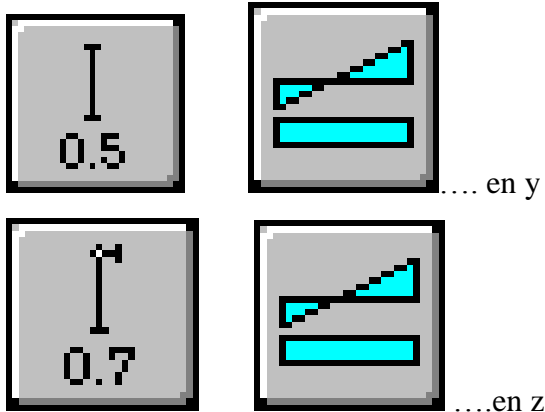
h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	Wplz=641.17 cm ³
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	
	Ax=112.53 cm ²		
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	
	Ix=85.57 cm ⁴		
tf=1.4 cm	Wply=1383.27 cm ³		

- EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 10264.92 kG	My,Ed = 6294.12 kG*m	Mz,Ed = -347.25 kG*m
Vy,Ed = 306.38 kG		
Nc,Rd = 31558.83 kG	My,Ed,max = 6294.12 kG*m	Mz,Ed,max = -347.25 kG*m
Vy,T,Rd = 153563.73 kG		
Nb,Rd = 176096.96 kG	My,c,Rd = 38789.93 kG*m	Mz,c,Rd = 17979.81 kG*m
kG*m Vz,Ed = 1888.42 kG	MN,y,Rd = 38789.93 kG*m	
MN,z,Rd = 17979.81 kG*m	Vz,T,Rd = 60356.95 kG	Tt,Ed = 0.00 kG*m
Classe de la section = 2		

- PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

- PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



Chapitre VIII : verification portique

$$\begin{array}{llll} Ly = 9.00 \text{ m} & Lam_y = 0.41 & Lz = 9.00 \text{ m} & Lam_z = 0.97 \\ Lcr,y = 4.50 \text{ m} & & Xy = 0.92 & Lcr,z = 6.30 \text{ m} & Xz = 0.56 \\ Lamy = 35.32 & & kyy = 0.84 & Lamz = 84.13 & kyz = 0.56 \end{array}$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

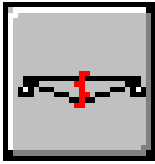
$$\lambda_{y} = 35.32 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 84.13 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

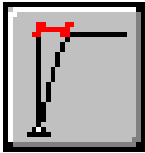
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 3.5 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 7 EX

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

Profil correct .

POTEAU 23 :

FAMILLE:

PIECE: 23 **PO_23** **POINT:** 7

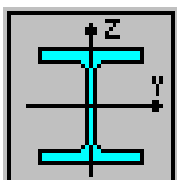
COORDONNEE: $x = 0.56 L = 5.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 Q

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

Chapitre VIII : verification portique

$h=29.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=30.0$ cm $Ay=94.85$ cm² $Az=37.28$ cm² $Ax=112.53$ cm²
 $tw=0.9$ cm $Iy=18263.50$ cm⁴ $Iz=6309.56$ cm⁴ $Ix=85.57$ cm⁴
 $tf=1.4$ cm $Wply=1383.27$ cm³ $Wplz=641.17$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 11439.48$ kG $My,Ed = -6296.15$ kG*m $Mz,Ed = -10.30$ kG*m

$Vy,Ed = 17.53$ Kg

$Nc,Rd = 315558.83$ kG $My,Ed,max = -6296.15$ kG*m $Mz,Ed,max = 13.91$ kG*m

$Vy,T,Rd = 153563.74$ kG

$Nb,Rd = 176096.96$ kG $My,c,Rd = 38789.93$ kG*m $Mz,c,Rd = 17979.81$ kG*m

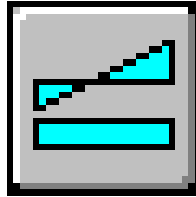
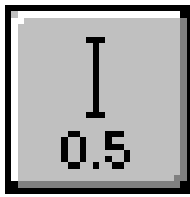
$Vz,Ed = -1888.70$ kG $MN,y,Rd = 38789.93$ kG*m

$MN,z,Rd = 17979.81$ kG*m $Vz,T,Rd = 60356.95$ kG $Tt,Ed = 0.00$ kG*m

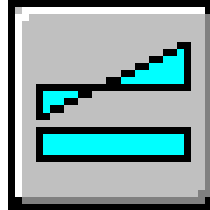
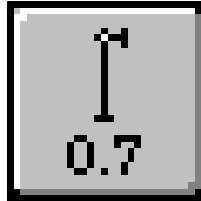
Classe de la section = 2

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



...en y



...en z

$$L_y = 9.00 \text{ m} \quad \text{Lam}_y = 0.41$$

$$L_z = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.97$$

$$L_{cr,y} = 4.50 \text{ m}$$

$$X_y = 0.92$$

$$L_{cr,z} = 6.30 \text{ m}$$

$$X_z = 0.56$$

$$\text{Lamy} = 35.32$$

$$k_{yy} = 0.84$$

$$\text{Lamz} = 84.13$$

$$k_{yz} = 0.57$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Chapitre VIII : verification portique

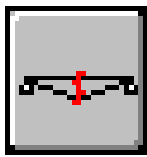
$$\text{Lambda},y = 35.32 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 84.13 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

STABLE

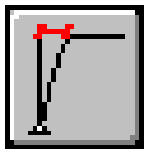
$$N,\text{Ed}/(\text{Xy} * N,\text{Rk}/gM1) + kyy * My,\text{Ed},\text{max}/(\text{XLT} * My,\text{Rk}/gM1) + kyz * Mz,\text{Ed},\text{max}/(Mz,\text{Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,\text{Ed}/(\text{Xz} * N,\text{Rk}/gM1) + kzy * My,\text{Ed},\text{max}/(\text{XLT} * My,\text{Rk}/gM1) + kzz * Mz,\text{Ed},\text{max}/(Mz,\text{Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 3.5 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 7 EX

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

Profil correct

POTEAU 28 :

FAMILLE:

PIECE: 28 PO_28 **POINT:** 1

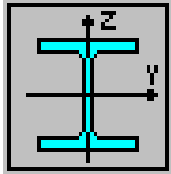
COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 EX

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

$h=29.0 \text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$ $A_y=94.85 \text{ cm}^2$ $A_z=37.28 \text{ cm}^2$ $A_x=112.53 \text{ cm}^2$

$tw=0.9 \text{ cm}$ $I_y=18263.50 \text{ cm}^4$ $I_z=6309.56 \text{ cm}^4$ $I_x=85.57 \text{ cm}^4$

$tf=1.4 \text{ cm}$ $W_{ply}=1383.27 \text{ cm}^3$ $W_{plz}=641.17 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.55 \text{ kG}$ $M_{y,Ed} = -5573.78 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 0.87 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.33 \text{ Kg}$

$N_{c,Rd} = 315558.83 \text{ kG}$ $M_{y,Ed,max} = -5573.78 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 0.87 \text{ kG}\cdot\text{m}$

$V_{y,T,Rd} = 153563.62 \text{ kG}$ $N_{b,Rd} = 259158.29 \text{ kG}$ $M_{y,c,Rd} = 38789.93 \text{ kG}\cdot\text{m}$

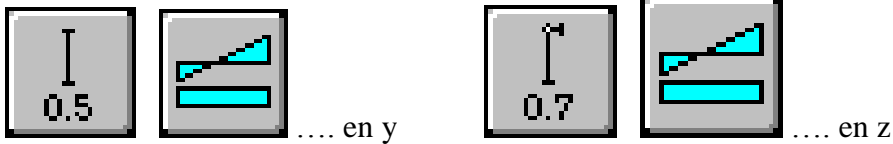
$M_{N,y,Rd} = 38789.93 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 17979.81 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 2203.73 \text{ kG}$

$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 17979.81 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 60356.92 \text{ kG}$

Classe de la section = 2

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



$$L_y = 5.00 \text{ m} \quad \lambda_{m,y} = 0.23$$

$$L_z = 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.54$$

$$L_{cr,y} = 2.50 \text{ m} \quad X_y = 0.99$$

$$L_{cr,z} = 3.50 \text{ m}$$

$$X_z = 0.82$$

$$\lambda_{my} = 19.62 \quad k_{yy} = 1.00$$

$$\lambda_{mz} = 46.74$$

$$k_{yz} = 0.68$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre

$$\lambda_{my} = 19.62 < \lambda_{max} = 210.00$$

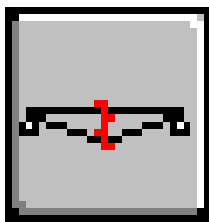
$$\lambda_{mz} = 46.74 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

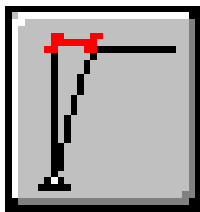
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 2.4 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 7 EX

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

Profil correct

Chapitre VIII : verification portique

VIII.1.2-verification des traverses plancher :

TRAVERSE 26 :

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 26 TR_26 **POINT:** 1

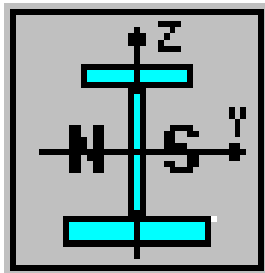
COORDONNEE: $x = 0.87 L = 7.35 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 Q

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=54.0 \text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=19.0 \text{ cm}$ $A_y=55.48 \text{ cm}^2$ $A_z=48.02 \text{ cm}^2$ $A_x=133.65 \text{ cm}^2$

$tw=0.9 \text{ cm}$ $I_y=56847.63 \text{ cm}^4$ $I_z=2510.89 \text{ cm}^4$ $I_x=87.86 \text{ cm}^4$

$tf=1.5 \text{ cm}$ $W_{ely}=1877.41 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=264.30 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = -12957.63 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.00 \text{ Kg}$

$M_{y,el,Rd} = 52646.74 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,el,Rd} = 7411.68 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 89798.37 \text{ kG}$

Chapitre VIII : verification portique

$$M_{y,c,Rd} = 52646.74 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 7411.68 \text{ kG}\cdot\text{m} \quad V_{z,Ed} = -13485.07 \text{ kG}$$

$$M_{b,Rd} = 48864.48 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = -0.41 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 77723.67 \text{ kG}$$

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 487940.58 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$\text{Courbe,LT} - d_{XLT} = 0.90$$

$$L_{cr,low} = 1.68 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.33$$

$$f_{i,LT} = 0.60$$

$$X_{LT,mod} = 0.93$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$\sqrt{\text{Sig}_{,x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,z,Ed} + \text{Tau}_{,tz,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed} / V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

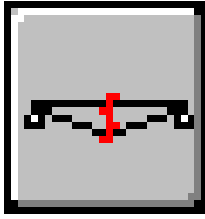
$$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

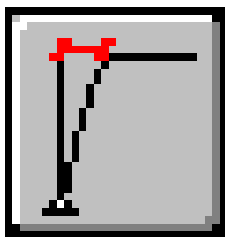
Cas de charge décisif: 2 Q

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif:



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

TRAVERSE 27 :

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE:

Chapitre VIII : verification portique

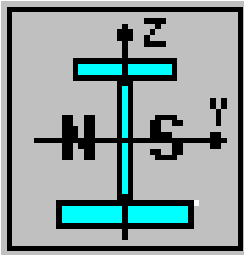
PIECE: 27 TR_27 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.12 L = 1.05 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 Q

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=54.0 \text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=19.0 \text{ cm}$ $A_y=55.48 \text{ cm}^2$ $A_z=48.02 \text{ cm}^2$ $A_x=133.65 \text{ cm}^2$

$tw=0.9 \text{ cm}$ $I_y=56847.63 \text{ cm}^4$ $I_z=2510.89 \text{ cm}^4$ $I_x=87.86 \text{ cm}^4$

$tf=1.5 \text{ cm}$ $W_{ely}=1877.41 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=264.30 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = -12972.52 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.00 \text{ Kg}$

$M_{y,el,Rd} = 52646.74 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,el,Rd} = 7411.68 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 89798.17 \text{ kG}$

$M_{y,c,Rd} = 52646.74 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 7411.68 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 13457.39 \text{ kG}$

$V_{z,T,Rd} = 77723.55 \text{ kG}$ $M_{b,Rd} = 48844.31 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.41 \text{ kG}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$\begin{aligned} z &= 1.00 & M_{cr} &= 486238.03 \text{ kG}\cdot\text{m} & \text{Courbe,LT} &= \text{d} & XLT &= 0.90 \\ L_{cr,low} &= 1.68 \text{ m} & & & \text{Lam}_{LT} &= 0.33 & f_{i,LT} &= 0.60 \\ & & & & XLT_{,mod} &= 0.93 & & \end{aligned}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,z,Ed} + \text{Tau}_{,tz,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed} / V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

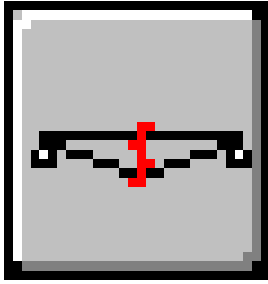
$$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 2 Q

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm}$$

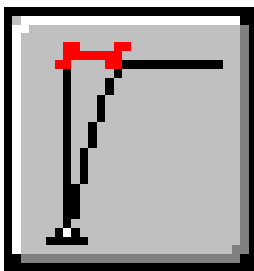
Vérfifié

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif:



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

VIII.1.3-verification des traverses toiture :

TRAVERSE 24 :

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

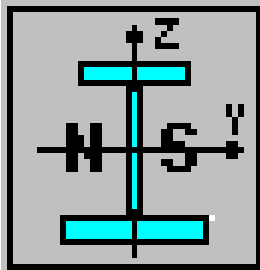
FAMILLE:

Chapitre VIII : verification portique

PIECE: 24 TR TOITURE_24 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** $x = 0.85 L = 7.45$ m

CHARGEMENTS: *Cas de charge décisif:* 3 WX

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

$h=40.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=18.0$ cm $A_y=48.60$ cm² $A_z=32.08$ cm² $A_x=84.46$ cm²
 $tw=0.9$ cm $I_y=23128.40$ cm⁴ $I_z=1317.82$ cm⁴ $I_x=51.33$ cm⁴
 $tf=1.4$ cm $W_{ply}=1238.32$ cm³ $W_{plz}=225.60$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -3134.24$ kG $M_{y,Ed} = -2728.93$ kG*m $M_{z,Ed} = -21.69$ kG*m $V_{y,Ed} = -19.46$ Kg
 $N_{t,Rd} = 236844.39$ kG $M_{y,pl,Rd} = 34725.28$ kG*m $M_{z,pl,Rd} = 6326.23$ kG*m
 $V_{y,T,Rd} = 78669.55$ kG $M_{y,c,Rd} = 34725.28$ kG*m $M_{z,c,Rd} = 6326.23$ kG*m
 $V_{z,Ed} = 468.35$ kG $MN_{,y,Rd} = 34719.20$ kG*m $MN_{,z,Rd} = 6325.12$ kG*m $V_{z,T,Rd} =$
 51928.66 kG
 $M_{b,Rd} = 26231.44$ kG*m $T_{t,Ed} = 0.21$ kG*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 78133.96$ kG*m Courbe,LT - d $X_{LT} = 0.67$
 $L_{cr,low}=3.78$ m $Lam_{LT} = 0.67$ $f_{i,LT} = 0.90$
 $X_{LT,mod} = 0.76$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

Chapitre VIII : verification portique

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 3 WX

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 4 WY

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif:

Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

TRAVERSE 25 :

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 25 TRAVERSE TOITURE_25

POINT: 1 **COORDONNEE:**

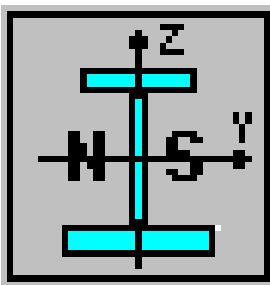
$x = 0.85 L = 7.45 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 WX

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

$h=40.0 \text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=18.0 \text{ cm}$ $A_y=48.60 \text{ cm}^2$ $A_z=32.08 \text{ cm}^2$ $A_x=84.46 \text{ cm}^2$

Chapitre VIII : verification portique

$t_w=0.9$ cm $I_y=23128.40$ cm⁴ $I_z=1317.82$ cm⁴ $I_x=51.33$ cm⁴

$t_f=1.4$ cm $W_{ply}=1238.32$ cm³ $W_{plz}=225.60$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -3097.78$ kG

$M_{y,Ed} = -2889.99$ kG*m $M_{z,Ed} = 21.80$ kG*m

$V_{y,Ed} = 19.55$ kG

$N_{t,Rd} = 236844.39$ kG

$M_{y,pl,Rd} = 34725.28$ kG*m

$M_{z,pl,Rd} = 6326.23$

kG*m $V_{y,T,Rd} = 78669.72$ kG

$M_{y,c,Rd} = 34725.28$ kG*m

$M_{z,c,Rd} = 6326.23$ kG*m

$V_{z,Ed} = 590.86$ kG

$M_{N,y,Rd} = 34719.34$ kG*m

$M_{N,z,Rd} = 6325.15$ kG*m

$V_{z,T,Rd} = 51928.73$ kG

$M_{b,Rd} = 25173.52$ kG*m

$T_{t,Ed} = -0.21$ kG*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 68833.14$ kG*m Courbe,LT - d

$X_{LT} = 0.64$

$L_{cr,low} = 4.08$ m

$\lambda_{m,LT} = 0.71$

$\eta_{i,LT} = 0.95$

$X_{LT,mod} = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 3 WX

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

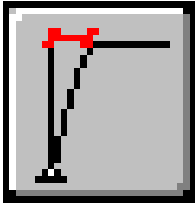
Cas de charge décisif: 3 WX

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

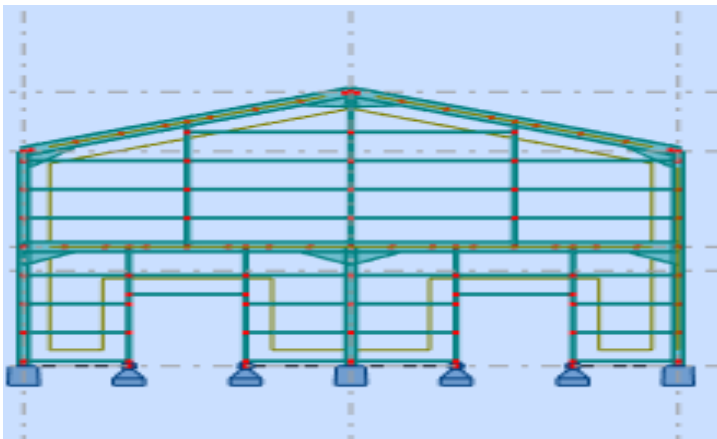
Cas de charge décisif:



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VIII.1.2-Portique 6 :



Chapitre VIII : verification portique

Vue de portique 6

Poteau 37 :

FAMILLE:

PIECE: 37 PO_37 **POINT:** 7

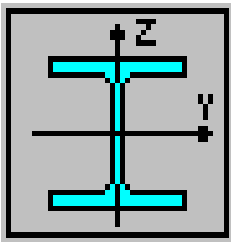
COORDONNEE: $x = 0.56 L = 5.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $54 \text{ 1.2EX+G+Q } 7*1.20+(1+2)*1.00$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

$h=29.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=30.0$ cm $A_y=94.85$ cm² $A_z=37.28$ cm² $A_x=112.53$ cm²

$tw=0.9$ cm $I_y=18263.50$ cm⁴ $I_z=6309.56$ cm⁴ $I_x=85.57$ cm⁴

$tf=1.4$ cm $W_{ply}=1383.27$ cm³ $W_{plz}=641.17$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 8748.85$ kG

$M_{y,Ed} = -6042.73$ kG*m $M_{z,Ed} = 626.36$ kG*m

$V_{y,Ed} = -466.62$ kG

Chapitre VIII : verification portique

$$N_{c,Rd} = 315558.83 \text{ kG} \quad M_{y,Ed,max} = -6207.77 \text{ kG*m} \quad M_{z,Ed,max} = 626.36 \text{ kG*m}$$
$$V_{y,T,Rd} = 153563.19 \text{ kG}$$

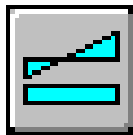
$$N_{b,Rd} = 176096.96 \text{ kG} \quad M_{y,c,Rd} = 38789.93 \text{ kG*m} \quad M_{z,c,Rd} = 17979.81 \text{ kG*m}$$
$$V_{z,Ed} = 1374.59 \text{ kG}$$
$$M_{N,y,Rd} = 38789.93 \text{ kG*m} \quad M_{N,z,Rd} = 17979.81 \text{ kG*m} \quad V_{z,T,Rd} = 60356.82 \text{ kG}$$
$$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kG*m}$$

Classe de la section = 2

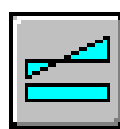
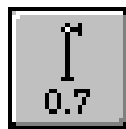


PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



.... en y



....en z

$$L_y = 9.00 \text{ m} \quad \text{Lam}_y = 0.41$$

$$L_z = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.97$$

$$L_{cr,y} = 4.50 \text{ m} \quad X_y = 0.92$$

$$L_{cr,z} = 6.30 \text{ m}$$

$$X_z = 0.56$$

$$\text{Lam}_y = 35.32 \quad k_{yy} = 0.87$$

$$\text{Lam}_z = 84.13$$

$$k_{yz} = 0.55$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 35.32 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 84.13 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x \max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 39 ELS/3=1*1.00 + 3*1.00 (1+3)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 43 ELS/7=1*1.00 + 2*0.90 + 3*0.90 1*1.00+(2+3)*0.90

Profil correct .

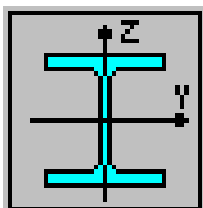
Poteau 42 :

FAMILLE:

PIECE: 42 PO_42 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS: Cas de charge décisif: 54 1.2EX+G+Q 7*1.20+(1+2)*1.00

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

$$h=29.0 \text{ cm} \quad g_{M0}=1.00$$

$$g_{M1}=1.00$$

Chapitre VIII : verification portique

$$b=30.0 \text{ cm} \quad A_y=94.85 \text{ cm}^2 \quad A_z=37.28 \text{ cm}^2 \quad A_x=112.53 \text{ cm}^2$$

$$t_w=0.9 \text{ cm} \quad I_y=18263.50 \text{ cm}^4 \quad I_z=6309.56 \text{ cm}^4 \quad I_x=85.57 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.4 \text{ cm} \quad W_{ply}=1383.27 \text{ cm}^3 \quad W_{plz}=641.17 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 10596.02 \text{ kG} \quad M_{y,Ed} = -6453.31 \text{ kG*m} \quad M_{z,Ed} = -698.94 \text{ kG*m} \quad V_{y,Ed} = -419.65 \text{ Kg}$$

$$N_{c,Rd} = 315558.83 \text{ kG} \quad M_{y,Ed,max} = -6634.18 \text{ kG*m} \quad M_{z,Ed,max} = 1400.26 \text{ kG*m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 153563.59 \text{ kG}$$

$$N_{b,Rd} = 259158.29 \text{ kG} \quad M_{y,c,Rd} = 38789.93 \text{ kG*m} \quad M_{z,c,Rd} = 17979.81 \text{ kG*m} \quad V_{z,Ed} = 2896.93 \text{ kG}$$

$$M_{N,y,Rd} = 38789.93 \text{ kG*m} \quad M_{N,z,Rd} = 17979.81 \text{ kG*m} \quad V_{z,T,Rd} = 60356.91 \text{ kG} \quad T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kG*m}$$

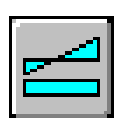
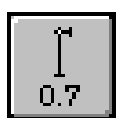
Classe de la section = 2

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



... en y



... en z

$$L_y = 5.00 \text{ m} \quad \lambda_{m,y} = 0.23$$

$$L_z = 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.54$$

$$L_{cr,y} = 2.50 \text{ m} \quad X_y = 0.99$$

$$L_{cr,z} = 3.50 \text{ m}$$

$$X_z = 0.82$$

$$\lambda_{m,y} = 19.62 \quad k_{yy} = 0.99$$

$$\lambda_{m,z} = 46.74$$

$$k_{yz} = 0.47$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

Chapitre VIII : verification portique

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 19.62 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 46.74 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 39 \text{ ELS}/3 = 1 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.00 \quad (1+3) \cdot 1.00$$

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 40 \text{ ELS}/4 = 1 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.00 \quad (1+4) \cdot 1.00$$

Profil correct .

Poteau 2 :

FAMILLE:

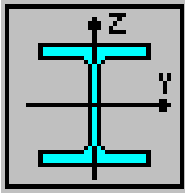
PIECE: 2 PO_2 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 0.56 L = 5.00 m

Chapitre VIII : verification portique

CHARGEMENTS: Cas de charge décisif: 54 1.2EX+G+Q 7*1.20+(1+2)*1.00

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

$h=29.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=30.0$ cm $A_y=94.85$ cm² $A_z=37.28$ cm² $A_x=112.53$ cm²

$tw=0.9$ cm $I_y=18263.50$ cm⁴ $I_z=6309.56$ cm⁴ $I_x=85.57$ cm⁴
 $tf=1.4$ cm $W_{ply}=1383.27$ cm³ $W_{plz}=641.17$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 8950.96$ kG $M_{y,Ed} = -6296.86$ kG*m $M_{z,Ed} = -619.41$ kG*m $V_{y,Ed} = 472.54$ Kg

$N_{c,Rd} = 315558.83$ kG $M_{y,Ed,max} = -6296.86$ kG*m $M_{z,Ed,max} = -619.41$ kG*m
 $V_{y,T,Rd} = 153562.87$ kG

$N_{b,Rd} = 176096.96$ kG $M_{y,c,Rd} = 38789.93$ kG*m $M_{z,c,Rd} = 17979.81$ kG*m
 $V_{z,Ed} = 1697.68$ kG

$MN_{y,Rd} = 38789.93$ kG*m $MN_{z,Rd} = 17979.81$ kG*m $V_{z,T,Rd} = 60356.74$ kG

$T_{t,Ed} = 0.01$ kG*m

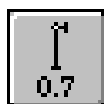
Classe de la section = 2

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



.... en y



.... en z

Chapitre VIII : verification portique

$$L_y = 9.00 \text{ m} \quad \text{Lam}_y = 0.41 \quad L_z = 9.00 \text{ m} \quad \text{Lam}_z = 0.97$$

$$L_{cr,y} = 4.50 \text{ m} \quad X_y = 0.92 \quad L_{cr,z} = 6.30 \text{ m} \quad X_z = 0.56$$

$$\text{Lamy} = 35.32 \quad k_{yy} = 0.91 \quad \text{Lamz} = 84.13 \quad k_{yz} = 0.60$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_x/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

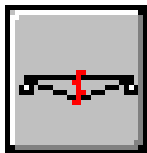
$$\lambda_{y} = 35.32 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 84.13 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

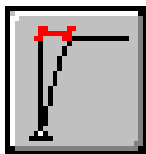
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 39 \text{ ELS}/3 = 1 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.00 \quad (1+3) \cdot 1.00$$

Chapitre VIII : verification portique

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 51 \text{ ELS}/15 = 1*1.00 + 2*0.90 + 4*0.90 \quad 1*1.00 + (2+4)*0.90$$

Profil correct.

VIII.1.2.2-Verification des traverse plancher :

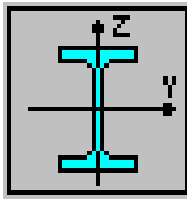
Traverse 40 :

FAMILLE:

PIECE

$$\text{CHARGEMENTS: Cas de charge décisif: } 26 \text{ ELU}/18 = 1*1.00 + 2*1.35 + 5*1.35 \\ 1*1.00 + (2+5)*1.35$$

$$\text{MATERIAU: ACIER E28} \quad f_y = 275.00 \text{ MPa}$$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$$h=45.0 \text{ cm} \quad gM0=1.00 \quad gM1=1.00$$

$$b=19.0 \text{ cm} \quad A_y=63.21 \text{ cm}^2 \quad A_z=50.84 \text{ cm}^2 \quad A_x=98.82 \text{ cm}^2$$

$$t_w=0.9 \text{ cm} \quad I_y=33742.90 \text{ cm}^4 \quad I_z=1675.86 \text{ cm}^4 \quad I_x=67.18 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.5 \text{ cm} \quad W_{ply}=1701.79 \text{ cm}^3 \quad W_{plz}=276.38 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kG} \quad M_{y,Ed} = -1493.56 \text{ kG*m} \quad M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kG*m} \quad V_{y,Ed} = -0.02 \text{ Kg}$$

$$N_{c,Rd} = 277112.98 \text{ kG} \quad M_{y,pl,Rd} = 47721.93 \text{ kG*m} \quad M_{z,pl,Rd} = 7750.30 \text{ kG*m}$$

Chapitre VIII : verification portique

$$V_{y,T,Rd} = 98643.85 \text{ kG}$$

$$N_{b,Rd} = 277112.98 \text{ kG}$$

$$M_{y,c,Rd} = 47721.93 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 7750.30 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 4925.03 \text{ kG}$$

$$M_{N,y,Rd} = 47721.93 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 7750.30 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 80415.13 \text{ kG}$$

$$M_{b,Rd} = 47721.93 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = 66.09 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 3352959.68 \text{ kG}\cdot\text{m}$$

$$\text{Courbe,LT} - \text{XLT} = 1.00$$

$$L_{cr,low} = 0.80 \text{ m} \quad \text{Lam}_{LT} = 0.12 \quad f_{i,LT} = 0.48$$

$$\text{XLT,mod} = 1.00$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Chapitre VIII : verification portique

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

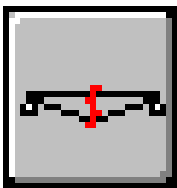
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.03 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.03 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 40 ELS/4=1*1.00 + 4*1.00 (1+4)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

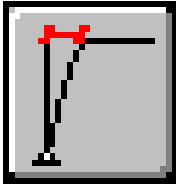
Cas de charge décisif: 37 ELS/1=1*1.00 + 2*1.00 (1+2)*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*4

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

Traverse 41 :

FAMILLE:

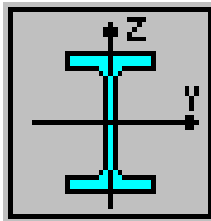
PIECE: 41 TR_41 **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 0.68 L = 5.70 \text{ m}$

CHARGEMENTS : Cas de charge décisif: $26 \text{ ELU}/18 = 1*1.00 + 2*1.35 + 5*1.35$

$1*1.00 + (2+5)*1.35$

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h = 45.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$

$g_{M1} = 1.00$

$b = 19.0 \text{ cm}$ $A_y = 63.21 \text{ cm}^2$

$A_z = 50.84 \text{ cm}^2$

$A_x = 98.82 \text{ cm}^2$

$tw = 0.9 \text{ cm}$ $I_y = 33742.90 \text{ cm}^4$

$I_z = 1675.86 \text{ cm}^4$

$I_x = 67.18 \text{ cm}^4$

$tf = 1.5 \text{ cm}$ $W_{ply} = 1701.79 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 276.38 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kG}$ $M_{y,Ed} = -1495.49 \text{ kG*m}$ $M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kG*m}$ $V_{y,Ed} = 0.02 \text{ Kg}$

$N_{c,Rd} = 277112.98 \text{ kG}$

$M_{y,pl,Rd} = 47721.93 \text{ kG*m}$ $M_{z,pl,Rd} = 7750.30 \text{ kG*m}$

$V_{y,T,Rd} = 98643.71 \text{ kG}$

$N_{b,Rd} = 277112.98 \text{ kG}$

$M_{y,c,Rd} = 47721.93 \text{ kG*m}$

$M_{z,c,Rd} = 7750.30 \text{ kG*m}$

$V_{z,Ed} = -4907.42 \text{ kG}$

$M_{N,y,Rd} = 47721.93 \text{ kG*m}$

$M_{N,z,Rd} = 7750.30 \text{ kG*m}$

$V_{z,T,Rd} = 80415.06 \text{ kG}$

$M_{b,Rd} = 47721.93 \text{ kG*m}$

$T_{t,Ed} = -66.10 \text{ kG*m}$

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 3489141.90 \text{ kG*m}$

Courbe,LT - XLT = 1.00

Chapitre VIII : verification portique

Lcr,low=0.79 m Lam_LT = 0.12 fi, LT = 0.48 XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

kyy = 1.00

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

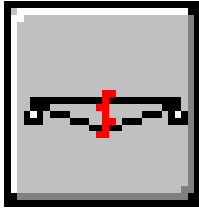
Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 40 ELS/4=1*1.00 + 4*1.00 (1+4)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

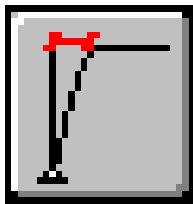
Cas de charge décisif: 37 ELS/1=1*1.00 + 2*1.00 (1+2)*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 1*4

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 1*2



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

VIII.1.2.3- Vérification des traverses toiture :

Traverse 38 :

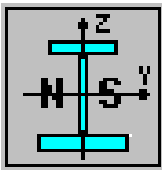
FAMILLE:

PIECE: 38 TR TOITURE_38 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 8.76 m

CHARGEMENTS: Cas de charge décisif: 33 ELU/25=1*1.00 + 2*1.35 + 3*1.35 + 5*1.35
1*1.00+(2+3+5)*1.35

Chapitre VIII : verification portique

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

$h=88.0 \text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=18.0 \text{ cm}$ $A_y=48.60 \text{ cm}^2$ $A_z=73.36 \text{ cm}^2$ $A_x=148.88 \text{ cm}^2$
 $tw=0.9 \text{ cm}$ $I_y=139385.98 \text{ cm}^4$ $I_z=1976.39 \text{ cm}^4$ $I_x=75.17 \text{ cm}^4$
 $tf=1.4 \text{ cm}$ $W_{ely}=3074.49 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=219.60 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2730.58 \text{ kG}$ $M_{y,Ed} = -1465.88 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 977.98 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = -1717.53 \text{ Kg}$

$N_{c,Rd} = 417489.41 \text{ kG}$ $M_{y,el,Rd} = 86215.49 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,el,Rd} = 6158.04$
 $\text{kG}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 78606.93 \text{ kG}$
 $N_{b,Rd} = 417489.41 \text{ kG}$ $M_{y,c,Rd} = 86215.49 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 6158.04 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -444.66 \text{ kG}$
 $V_{z,T,Rd} = 118693.54 \text{ kG}$
 $M_{b,Rd} = 69556.86 \text{ kG}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = -1.40 \text{ kG}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 246163.30 \text{ kG}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - dXLT = 0.72

$L_{cr,low}=1.97 \text{ m}$ $L_{am_LT} = 0.59$ $f_{i,LT} = 0.82$ $X_{LT,mod} = 0.81$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

$k_{yy} = 1.00$ $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,y,Ed} + \text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.03 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

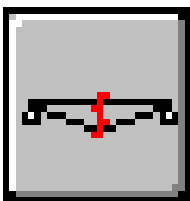
Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 43 \text{ ELS}/7 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.90 + 3 \cdot 0.90 \quad 1 \cdot 1.00 + (2+3) \cdot 0.90$$

Chapitre VIII : verification portique

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

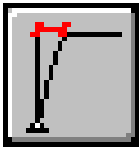
Cas de charge décisif: $43 \text{ ELS}/7=1*1.00 + 2*0.90 + 3*0.90 \quad 1*1.00+(2+3)*0.90$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: $0.9*2 + 0.9*3$

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: $0.9*2 + 0.9*3$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct

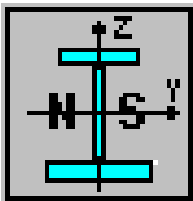
Traverse 39 :

FAMILLE:

PIECE: 39 TR TOITURE_39 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 1.00 \text{ L} = 8.76 \text{ m}$

CHARGEMENTS: Cas de charge décisif: $33 \text{ ELU}/25=1*1.00 + 2*1.35 + 3*1.35 + 5*1.35$
 $1*1.00+(2+3+5)*1.35$

MATERIAU: ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

$$h=88.0 \text{ cm} \quad g_{M0}=1.00 \quad g_{M1}=1.00$$

$$b=18.0 \text{ cm} \quad A_y=48.60 \text{ cm}^2 \quad A_z=73.36 \text{ cm}^2 \quad A_x=148.88 \text{ cm}^2$$

$$t_w=0.9 \text{ cm} \quad I_y=139385.98 \text{ cm}^4 \quad I_z=1976.39 \text{ cm}^4 \quad I_x=75.17 \text{ cm}^4$$

Chapitre VIII : verification portique

$$t_f=1.4 \text{ cm} \quad W_{ely}=3074.49 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=219.60 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 2824.08 \text{ kG} \quad M_{y,Ed} = -1468.22 \text{ kG*m} \quad M_{z,Ed} = -977.97 \text{ kG*m} \quad V_{y,Ed} = 1717.84 \text{ Kg}$$

$$N_{c,Rd} = 417489.41 \text{ kG} \quad M_{y,el,Rd} = 86215.49 \text{ kG*m} \quad M_{z,el,Rd} = 6158.04 \text{ kG*m} \quad V_{y,T,Rd} = 78609.05 \text{ kG}$$

$$N_{b,Rd} = 417489.41 \text{ kG} \quad M_{y,c,Rd} = 86215.49 \text{ kG*m} \quad M_{z,c,Rd} = 6158.04 \text{ kG*m} \\ V_{z,Ed} = -498.22 \text{ kG} \quad T_{t,Ed} = 1.36 \text{ kG*m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 118695.58 \text{ kG}$$

$$M_{b,Rd} = 72142.54 \text{ kG*m}$$

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00 \quad M_{cr} = 289361.51 \text{ kG*m} \quad \text{Courbe}_{,LT} - d_{XLT} = 0.75 \\ L_{cr,low} = 1.81 \text{ m} \quad \lambda_{m,LT} = 0.55 \quad \eta_{,LT} = 0.78 \quad X_{LT,mod} = 0.84$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

$$k_{yy} = 1.00 \quad k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

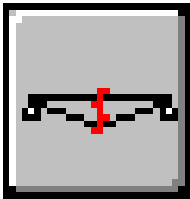
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.19 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.19 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: $43 \text{ ELS}/7 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.90 + 3 \cdot 0.90 \quad 1 \cdot 1.00 + (2+3) \cdot 0.90$

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: $37 \text{ ELS}/1 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 \quad (1+2) \cdot 1.00$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: $0.9 \cdot 2 + 0.9 \cdot 3$

Chapitre VIII : verification portique

$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 4.4 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1*2

Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct .

CHAPITRE IX : vérification sismique

IX.1-Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marquées la mémoire des générations.

Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

IX.2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

1.La valeur de la période fondamentale T_b de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques .

2.La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

	Système de contreventement	C_t
	Portiques autostables en BA sans remplissage en maçonnerie	0.075
	Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
	Portiques autostables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie	0.050
	CV assuré partiellement ou totalement par des voiles en	0.050

Tableau : valeurs du coefficient C_t

CHAPITRE IX : vérification sismique

Dans les cas n° 3 et 4, on peut aussi appliquer la formule suivante :

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

H : Hauteur totale (m)

D : Dimension du hangar dans la direction de l'action sismique (m)

Dans notre cas $C_T=0.050$

$$T_1 = 0.050 * 9^{3/4} \quad T_1 = 0,25(s)$$

$$T_x = 0,09 * 9 / \sqrt{16,8} \quad T_x = 0,19(s)$$

$$T_y = 0,09 * 9 / \sqrt{30} \quad T_y = 0,14(s)$$

3. Les valeurs des T calculé à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus 30%.

$$T_1 = 0,25 * 1,3 = 0,325(s).$$

$$T_x = 0,19 * 1,3 = 0,247(s).$$

$$T_y = 0,14 * 1,3 = 0,182(s).$$

$$T = \min (T_1 ; T_x ; T_y)$$

$$T = 0,182 (s)$$

D'après logiciel de calculé ROBOT on a trouver la periode $T = 0,56(s)$

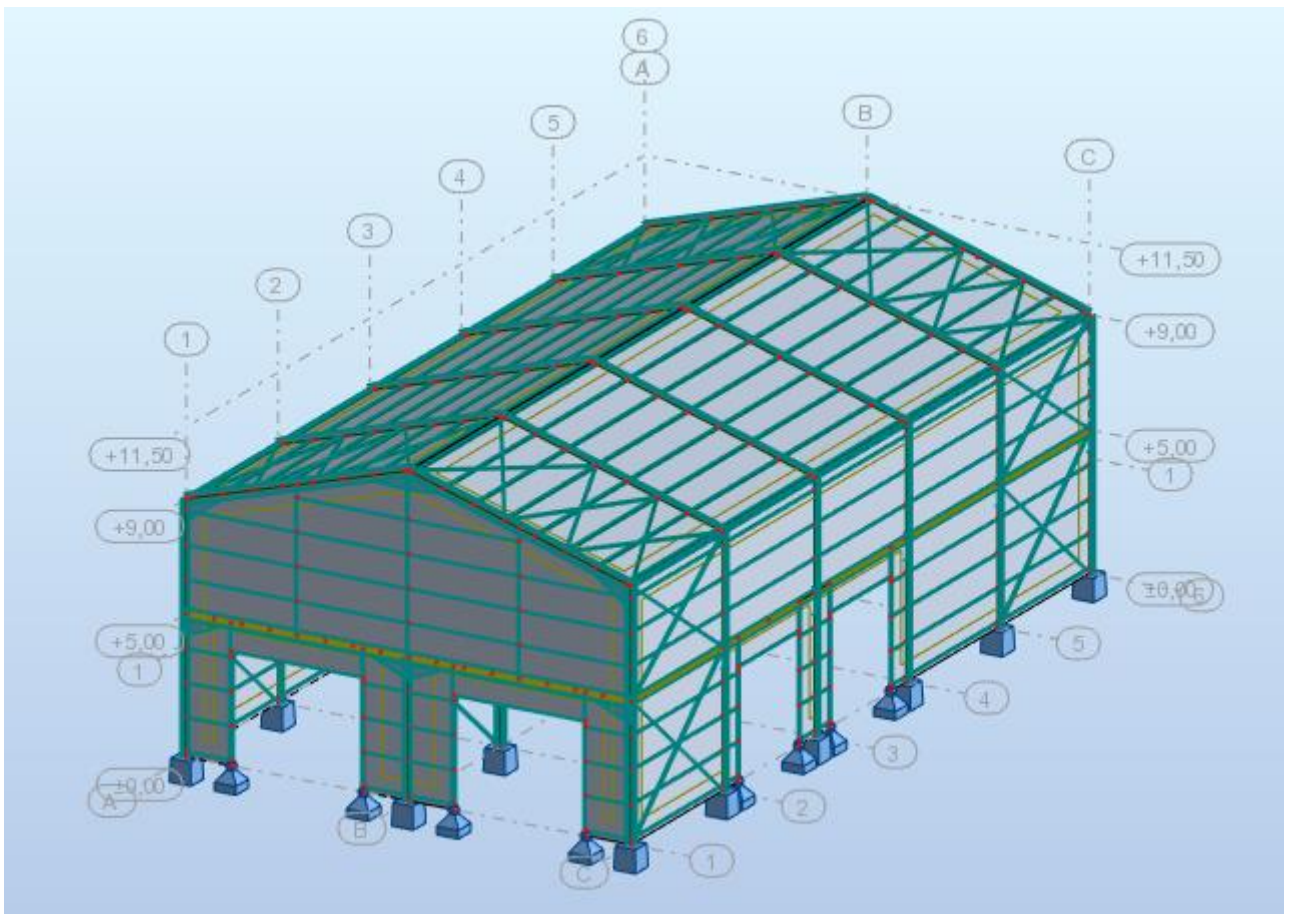
Dans notre projet on a une structure de ptite hauteur (moins de 3 étages) danc selon RPA99v2003 on a pa besoin de verifier.

Conclusion générale :

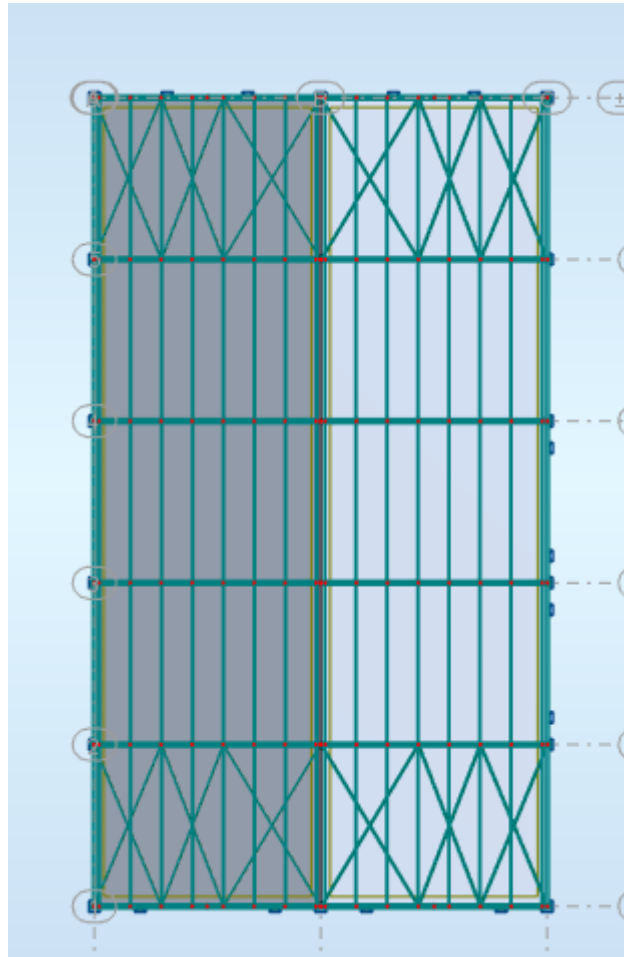
Ce mémoire nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation.

Au cours de l'étude de cette construction métallique, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

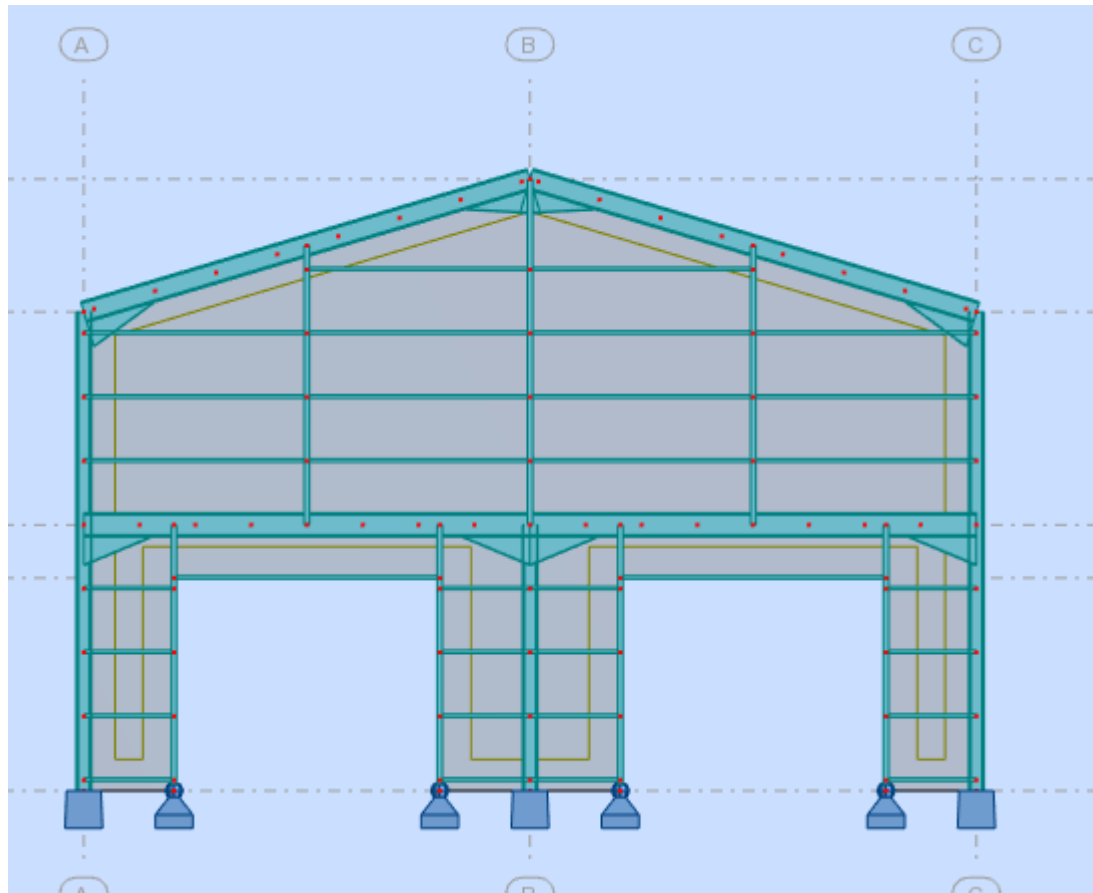
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.
- Les contreventements peuvent modifier la longueur de flambement des poteaux
- La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Certains élément pré dimensionné sous les combinaisons statique peuvent être changés l'ors de l'étude dynamique.



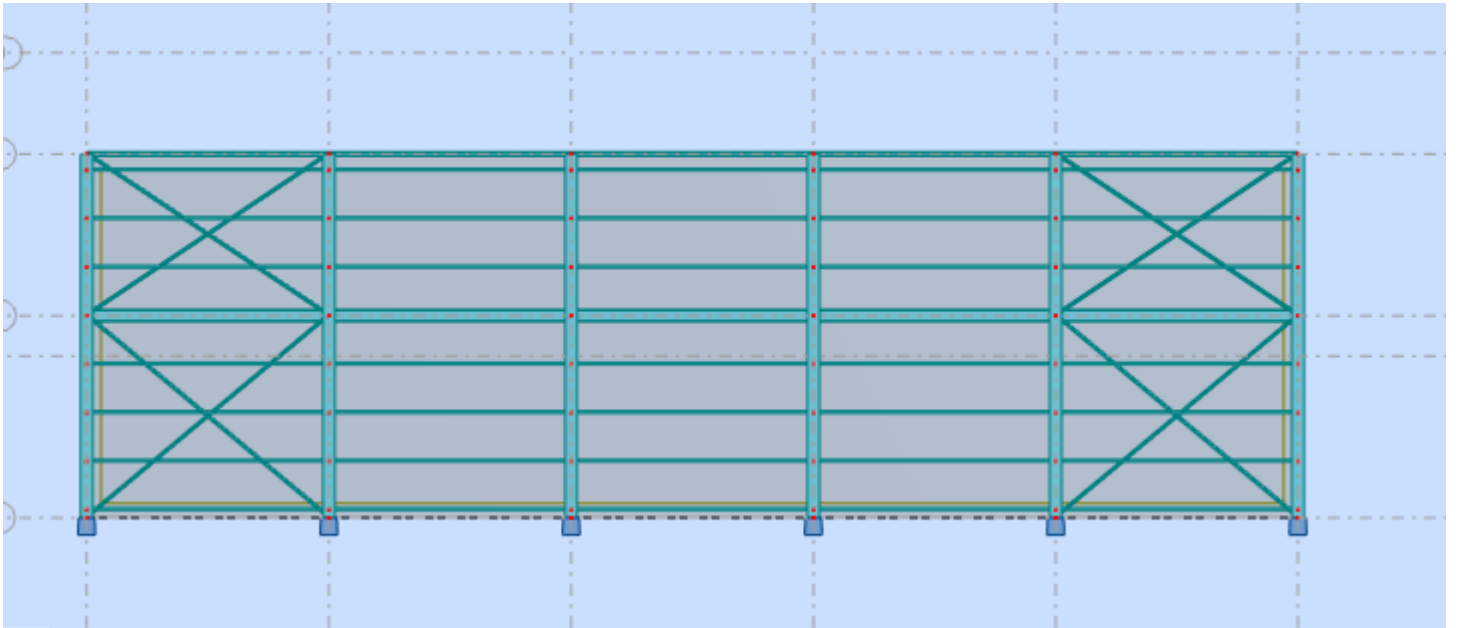
Vue de l'hangar à 3D



Vue en haute de l'hangar

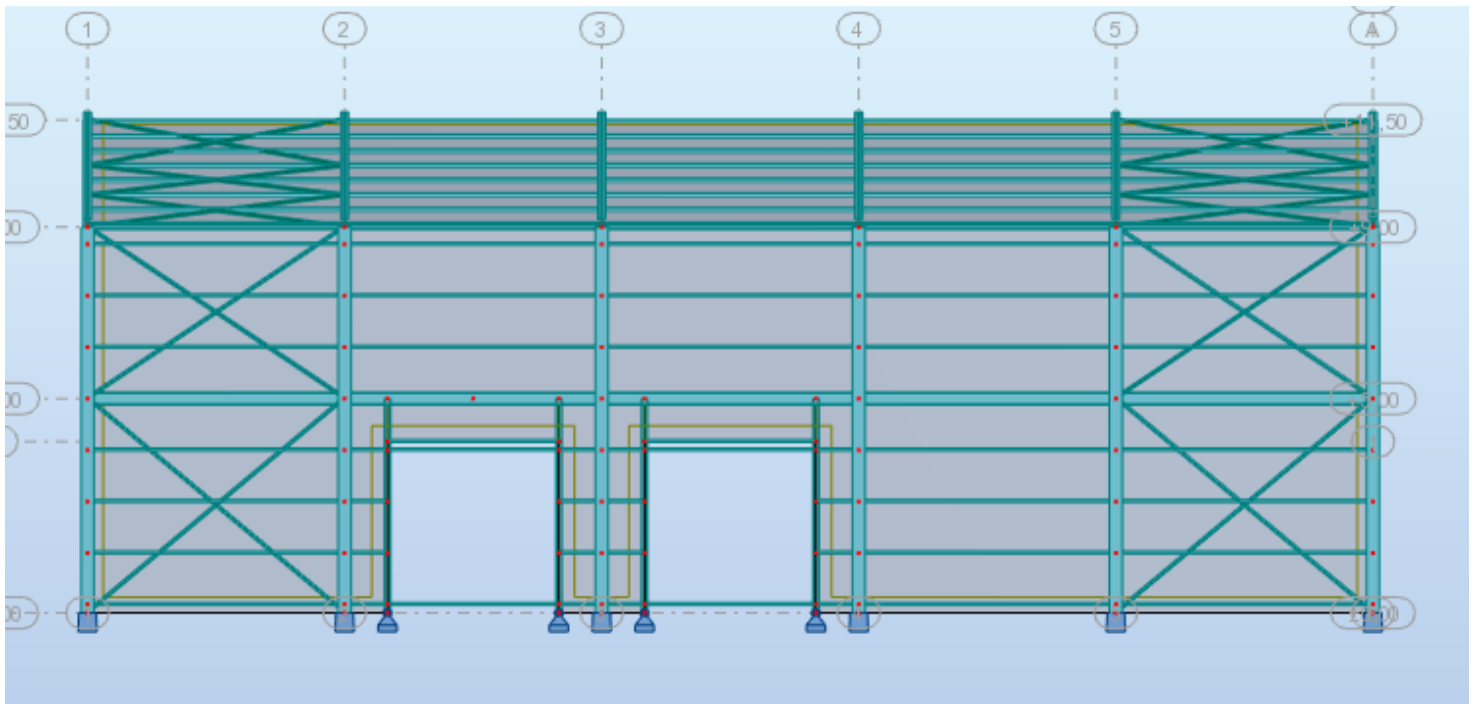


Vue en face de l'hangar

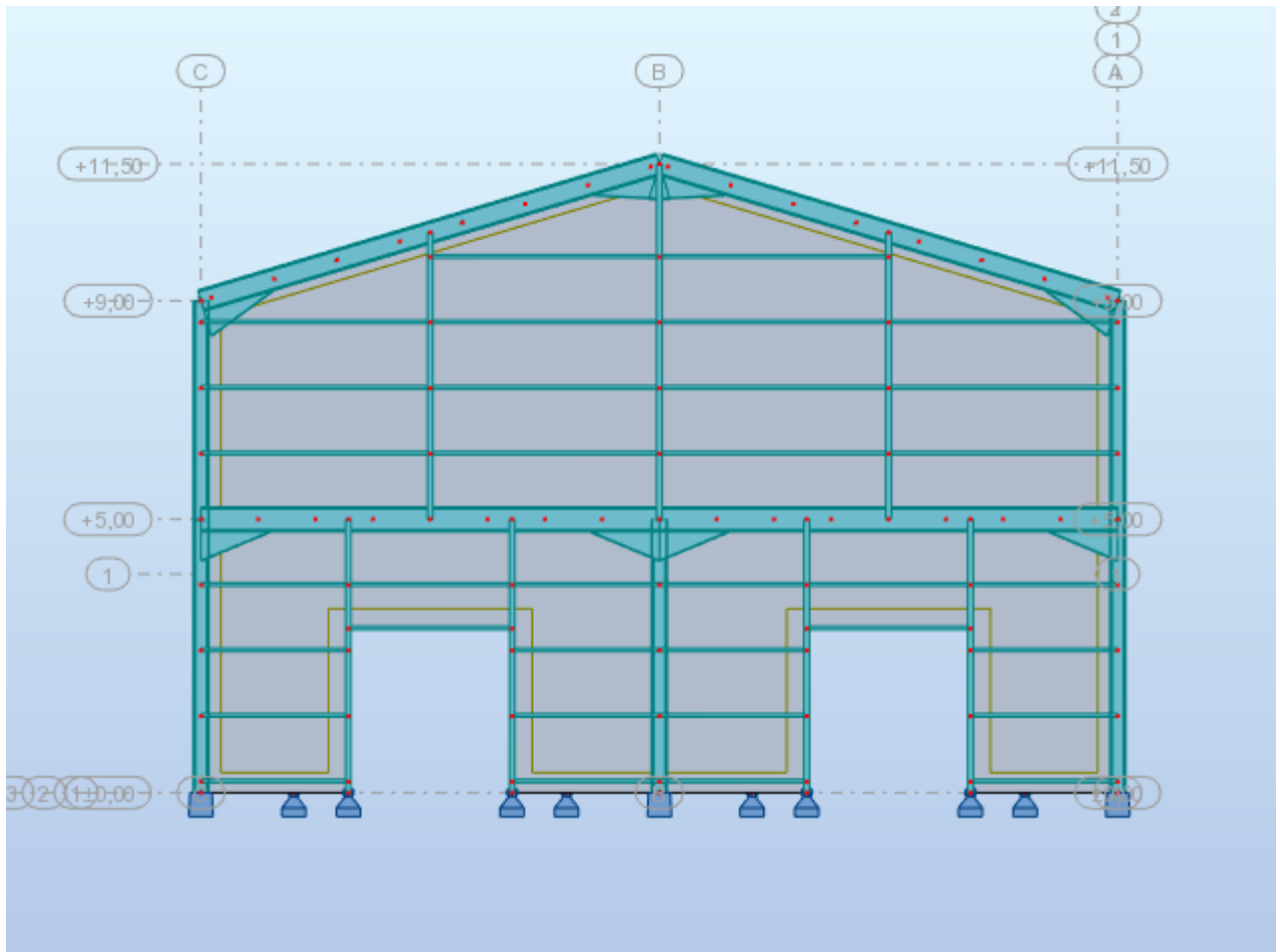


Vue en gauche de l'hangar

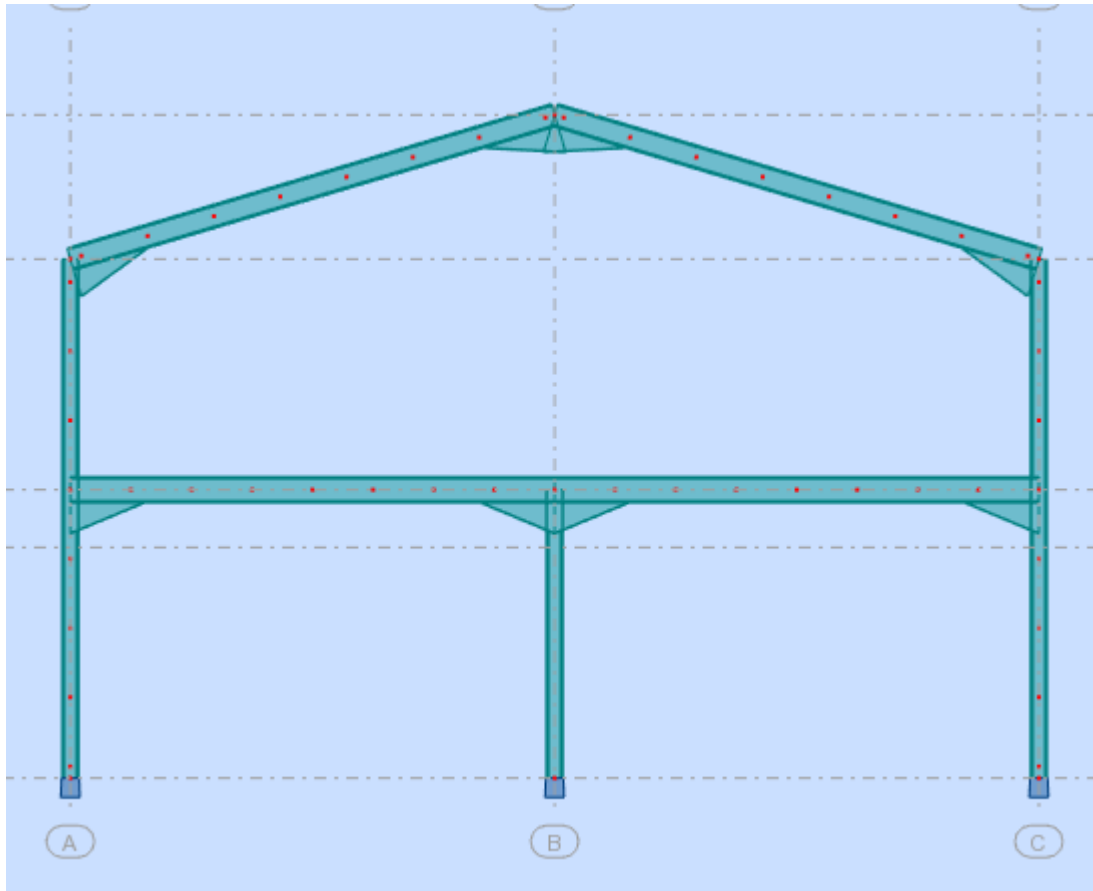
CHAPITRE IX : vérification sismique



Vue en droite de l'hangar



Vue d'arrière de l'hangar



Vue du portique 3

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] RNVA 99 Règlement Neige et Vent Algérien, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.

- [2] RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérienne, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.

- [3] Jean Morel, Calcul des Structures selon l'Eurcode 3, Edition : EYROLLES, Paris sixième tirage, 2005

- [4] Béton armé aux états limites (BAEL91).

- [5] Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).

- [6] Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97)

- [7] calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986. M.Belazougui.

- [8] DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)

- [9] Eurocod 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.

- [10] Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).

- [11] Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.