

Université Mohamed El bachir ELibrahimi
Faculté: des Sciences et Technomogie
Département : Génie Civil



جامعة محمد البشير الابراهيمى - برج بو عريريج
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم هندسة مدنية

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

Etude et dimensionnement d'un ouvrage en charpente métallique
"salle de sport à la wilaya de Jijel"

Présenté en 04 Juillet 2019 par :

Khellaf Zakaria

Mosbah Yousef

Devant le jury composé de :

M. Deboucha

Président

Mme Souki Esma

Examineur

M. Attia Abdelkader

Examineur

M. Djoudi .L

Encadreurs

M . Mazouz .B

Co-encadreur

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie Dieu le Tout Puissant qui m'a accordé la force pour réaliser ce projet et le courage de vous le présenter.

Mes sincères remerciement et reconnaissance pour Mr JOUDI LAREBI et Mr MAZOUZ BADIS mes encadreurs qui m'a guidé durant la préparation de mon mémoire et qui m'a accordé tout le temps et les instructions nécessaires pour accomplir ce travail, à qui je serai toujours reconnaissante.

Aux membres du jury : qui j'espère seront satisfaits de mon travail.

A tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés la où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir

A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet spécialement NORO.

Youcef & Zakaria

DEDICACE

*C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je le
dédie à :*

*Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant
toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma
reconnaissance et mon respect.*

Toute la famille Mosbah.

A mes chères sœurs.

*Mes amis et tous ceux qui m'ont aidé de loin et de près
Zakou, Zaghoul, Massi, Ayoub, yacin, labalil, Rida.*

*Mon tinoûme Zakaria Khellaf qui a vraiment contribué à la
réalisation de ce modeste travail.*

Tous mes enseignants.

A toute la promotion de génie civil 2019.

Mosbah Youcef.

Résumé

Ce projet concerne l'étude et le dimensionnement d'un hall métallique. Mon travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques selon le règlement RNV99. En suite la descente des charge pour le dimensionnement des différents éléments et assemblages de la structure selon les règlements CCM99 et EC3. La modélisation est faite à l'aide du logiciel *Robot Structural*, et les dessins des sections avec le logiciel *Auto-Cad*.

Mots clés : Hall métallique, CCM99, EC3, *Robot Structural*, *Auto-Cad*.

Abstract

This project concerns the study and disigne of a métal hall , My work fits ,first, in the evaluation of loads and overloads and climate actions according to the regulation RNV99. Next the descent of loads, for the disigne of the different elements of the the structure and connections according to regulation CCM97 and EC3. The modeling is done using the *Robot Structural* software, and the section drawings with the *Auto-Cad* software.

Keywords : métal hall , CCM99, EC3, *Robot Structural*, *Auto-Cad*

Liste des tableaux

➤ chapitre 01 : Généralité

1. Les différents règlements utilisés dans les calculs. 5

➤ Chapitre 02 : évaluation des charges

1. Charge permanente de toiture 6
2. charge d'exploitation 7
3. coefficient C_d 9
4. Valeur de pression dynamique 10
5. Définition des catégories de terrain 11
6. coefficient de C_{pe} à long-pan 13
7. coefficient de C_{pe} à pignon 15
8. pression du vent sur les parois verticales 15
9. pression du vent sur la toiture 15

➤ Chapitre 3: Dimensionnement des éléments secondaires

1. Valeur limites recommandées pour les flèches verticales 25
2. Les caractéristique de profile IPE 200 25
3. Coefficients de flambement correspondant à la section 39
4. Les caractéristique de profile IPE 330 39

➤ Chapitre 04 : étude sismique

1. valeurs des pénalités P_q 48
2. Pourcentage de participation de masse 49
3. Résultat des forces sismiques à la base 52
4. Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ 53
5. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ 53

➤ Chapitre05 : Etude des éléments structuraux

1. Les caractéristique de profile IPE 450 58
2. Sollicitation dans le poteau intermédiaire 58
3. Coefficients de flambement correspondant à la section 60

4.	Sollicitation dans la traverse	62
5.	Coefficients de flambement correspondant à la section	65
6.	valeurs des efforts dans les barres obtenues par « ROBOT ».	71
7.	Les caractéristique de profile IPE 200	74
8.	Valeurs des efforts dans les barres obtenues par « ROBOT ».	79

➤ **Chapitre 06 : Assemblage**

1.	Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons	84
2.	Les caractéristiques mécaniques des boulons	84
3.	Principales caractéristiques géométrique	84
4.	Les efforts sollicitant	86
5.	Valeur de β_w	89
6.	Les efforts sollicitant	92
7.	Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué	96

➤ **Chapitre 07 : étude de l'infrastructure.**

1.	sollicitation dans la base de poteau IPE450	107
----	---	-----

List de figure :

➤ **Chapitre 01: Généralité**

1.	Plan de situation d' hangar	1
2.	vue 3D de structure.	2
3.	Diagramme effort /déformation de l'acier.	3

➤ **Chapitre 02 : évaluation des charges.**

1.	vent perpendiculaire au pignon (AB)	8
2.	vent perpendiculaire au long-pan (BC)	9
3.	façade principale	12
4.	Vent sur long-pan	12
5.	vent sur pignon	13
6.	valeur de C_{pe} pour versant $\theta = 0^\circ$	14
7.	valeur de C_{pe} pour versant $\theta = 90^\circ$	14
8.	Pression de vent sur la toiture	15
9.	Pression de vent sur les parois verticales	15

➤ **Chapitre 3: Dimensionnement des éléments secondaires**

1.	Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe	18
2.	Les pannes de toiture	21
3.	Conception des pannes	21
4.	schéma statique de pannes.	21
5.	cas de l'effet de charge permanente	22
6.	schéma statique (charge d'entretien sur panne)	22
7.	Cas de l'effet de vent	23
8.	Cas de l'effet de la neige	23
9.	Pannes sur 3 appuis	23
10.	Chargement des pannes	24
11.	Panne vis-à-vis déversement	26
12.	Réaction des liernes	31
13.	Effort dans les liernes sur un seul versant	31
14.	schéma de l'échantignole	32

15.	Panne de toiture et les différents chargements.	33
16.	détail de panneau sandwich (bardage).	33
17.	Disposition de la lisse sur le poteau	34
18.	Disposition des potelets	38

➤ **Chapitre 04 : étude sismique**

1.	vue 3D de structure	45
2.	Mode de déformation (01)	50
3.	Mode de déformation (02)	50
4.	distribution de la force sismique selon les deux sens	52

➤ **Chapitre05 : Etude des éléments structuraux**

1.	contreventement horizontal et verticales	68
2.	Vue en plan de la poutre au vent	68
3.	Pignon	69
4.	Poutre au vent	70
5.	Valeurs des forces et réactions.	70
6.	Section nette de profilé	73
7.	palée de stabilité en long-pan	79

➤ **Chapitre 06 : Assemblage**

1.	Différents types d'assemblages	82
2.	Présentation d'un boulon	83
3.	Représentation de schéma d'assemblage traverse –traverse	85
4.	vue de l'assemblage traverse- traverse	86
5.	Vue perspective de l'échantignole.	89
6.	vue assemblage échantignole panne.	90
7.	Représentation de l'assemblage Poteau-traverse	91
8.	vue de l'assemblage poteau-traverse	91
9.	Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure	96
10.	Assemblage palée en croix	98
11.	schéma d'assemblage de palée en croix	99
12.	schéma d'assemblage pieds de poteau	100
13.	assemblage pieds de poteau	100
14.	Dimension de la tige d'ancrage	101
15.	Vérification dans la section 1-1	103
16.	Vérification dans la section 2-2	104

➤ **Chapitre 07 : étude de l'infrastructure.**

1.	Dimension de la semelle	108
2.	Schéma de ferrailage des semelles	113
3.	Schéma de ferrailage des longrines	114
4.	Schéma de ferrailage des futs	116

Sommaire

➤ Introduction générale.

➤ Chapitre 1 : Généralités

1. Introduction	1
2. Situation et implantation de l'ouvrage	1
3. Caractéristiques et Matériaux utilisé	2
4. Les actions prises en compte	3
5. Règlements utilisés	5
6. Logiciels et outils numériques	5
7. Conclusion	5

➤ Chapitre 2 : Evaluation des charges

1. Introduction	6
2. Charge permanentes	6
3. Charge d'exploitations	6
4. Les charges climatiques	7
5. Conclusion	16

➤ Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments secondaires

1. Introduction	17
2. Quelques notions relatives au règlement CCM97	17
3. Principe de calcul	17
4. Pré dimensionnement des Pannes	20
5. Pré dimensionnement des liernes	29
6. Pré dimensionnement de l'échantignole	32
7. Calcul des lisses de bardage	33
8. Calcul des potelets	37
9. Conclusion	43

➤ Chapitre 4 : étude sismique

1. Introduction	44
2. Critères de classification par le RPA99 version2003 :	45
3. Méthode utilisée :	46
4. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$) :	53
5. Conclusion	54

➤ **Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux**

1.	Introduction	55
2.	Présentation de logiciel utilisé	55
3.	Vérification des poteaux	58
4.	Vérification des travers	63
5.	Contreventement	67
6.	Conclusion	81

➤ **Chapitre 6 : Assemblage**

1.	Introduction	82
2.	Rôle des assemblages	83
3.	Fonctionnement des Assemblages	83
4.	Coefficient de frottement	84
5.	Calcul des assemblages	85
	Assemblage traverse –traverse (IPE450-IPE450).	85
	Assemblage de l'échantignolle	89
	Assemblage poteau-traverse	91
	Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :	96
	Calcul des pieds de poteaux (encastre) :	100

➤ **Chapitre 7: étude de l'infrastructure.**

1.	Introduction	106
2.	Choix du type de fondation	106
3.	Calculs des fondations sous les poteaux	107
4.	Calcul des longrines	113
5.	Ferraillage du fût	115
6.	Conclusion	116

➤ **Conclusion**

Introduction générale :

Le présent travail d'étude vise le dimensionnement, la conception et la réalisation des différents éléments constituant le bâtiment industriel en charpente métallique, en utilisant des méthodes analytiques de calcul et un code de calcul (Robot).

Organisation du mémoire :

Ce mémoire est constitué, suivant une introduction mettant le projet en contexte et résumant ses objectifs, de **7 chapitres** suivis d'une brève conclusion.

- Le premier chapitre présente la présentation de projet et des règlements qui contient les données géométriques de l'ouvrage et le site de projet, les composantes des hangars métallique et les matériaux utilisée.

- Au second chapitre présente l'évaluation des charges qui contient le calcul de différentes charges et surcharges appliqué sur la structure comme charge permanente, charge d'exploitation et les charges climatiques (Neige, Vent).

- Ce 3^{ème} chapitre, sera consacré au dimensionnement des éléments secondaires qui contiennent le calculs des pannes, les lisses de bardage, l'échantignole.

- Le chapitre 4 constitue la l'étude sismique qui contient la classification de la zone sismique, la méthode statique équivalente les déplacements de chaque niveau

- Au 5^{ème} chapitre présent la vérification des éléments structuraux qui contient pré dimensionnement (poteaux, traverses, contreventements) calcul manuel et avec logiciel ROBOT.

- Le chapitre 6 constitue l'assemblage qui contient les différentes types de liaison (poteau-poutre, poutre-poutre, traverse- traverses, poteau-traverses, poteau-poteau.....).

- Le chapitre 7 présente le traitement de l'infrastructure qui contient les charges à prendre a considération et les et les dimensions et ferrailage de la semelle, longrine.

- Finalement nous déterminons notre projet avec une conclusion général.

Chapitre 01 : Généralités

1.1. Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire à double versants, destiné à la salle de sport. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

1.2. Situation de projet

L'ouvrage sera implanté dans la commune de **Jijel** qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 1999 V 2003** » comme zone de moyenne sismicité zone IIa.



Figure 1.1 : Plan de situation d' hangar

1.3. Caractéristiques :

1.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme caractérisée par les suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$
- Altitude = 10mètre
- Le site **Jijel** est classé dans la zone sismique IIa
- Longueur totale : 42m

- Largeur totale : 24m
- Hauteur totale : 8m
- Hauteur de toiture : 1m

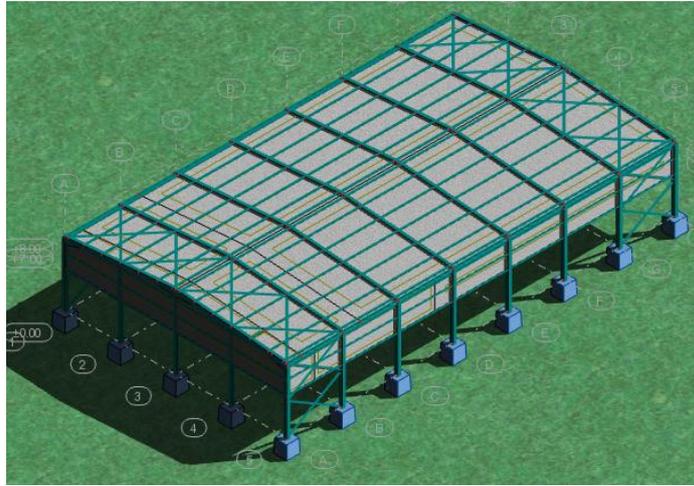


Figure 1.2 : vue 3D de structure.

1.3.2 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est consistée de 7 portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

✚ Toiture

La toiture est en charpente métallique à double versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur les pannes en IPE, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- ✓ L'isolation et l'étanchéité.
- ✓ Une bonne capacité portante.
- ✓ Un gain de temps appréciable au montage.
- ✓ la rapidité d'exécution.

✚ Les façades et cloisons

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

1.4. Matériaux utilisés :

➤ Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux à 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.

- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

✚ Propriété de l'acier :

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les Eurocode 03 et 04 ainsi que le DTR CCM97 et ce, conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la nuance S235 qui présente les meilleures propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
- A la rupture, la déformation relative ultime ϵ_u doit être supérieure ou égale à 15%.

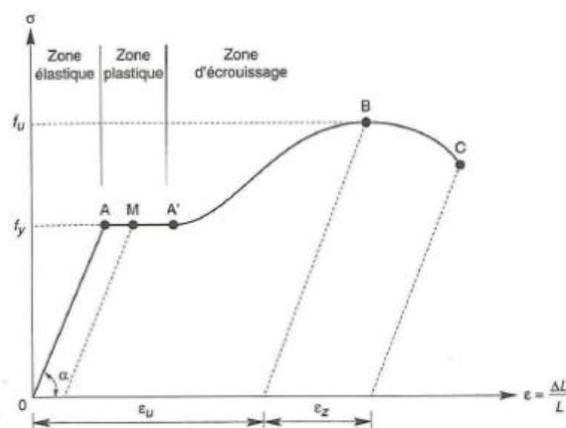


Figure 1.3: Diagramme effort /déformation de l'acier.

3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

1.4. Les actions prises en compte

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

 **Action permanentes « G »** : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- poids propre de la structure.
- poussée des terres et liquides

 **Action variables « Q »** : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- charge d'exploitation
- charges climatiques (neige S, vent W)
- charges dues à l'effet de température (T)
- charge appliquées en cours d'exécution.

 **Actions accidentelles** : Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage.

Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

1.5. Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

Types de règlement	Définition
RNV 99-V2013	Règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR B.C2.2	Charges permanentes et charge d'exploitation
EROCODE 3	Calcul des structures métalliques

Tableau 1.1 : Les différents règlements utilisés dans les calculs

1.6. Logiciels et outils numériques :

Les logiciels utilisés lors de l'étude du projet sont :

ROBOT pour le dimensionnement de la structure.

AUTOCAD pour le traçage des plans détails.

1.7. Conclusion

Notre construction est de forme rectangulaire avec toiture inaccessible à usage sportif.

Chapitre 2: Evaluation des charges

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

2.2. Charge permanentes

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, poteaux, les poutres, cloisons, revêtements, installations fixes).

Toiture non accessible :

Pour le projet on utilise Genus 160.10/10^{ème}

Type	Charge permanente
Genus 160.10/10 ^{ème}	15.70 kg /m ²

Tableau 2.1 : charge permanente de toiture

2.3. Charge d'exploitations :

C'est l'ensemble des charges variables dans le temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure. Ces charges sont définies à partir d'un DTR intitulé « CHARGES ET SURCHARGES ».

Eléments	La charge d'exploitation (daN/m ²)
Toiture	100

Tableau 2.2: charge d'exploitation

2.4. Les charges climatiques :

Pour le dimensionnement de toute structure métallique les charges climatiques qui constituent les effets des charges de la neige et du vent sur la structure et qui sont évalués selon le D.T.R. C 2-4.7 intitulé « Règlement Neige et Vent RNV 99 ».

2.4.1. Effet de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99 V2013** s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

✓ Notre structure se trouve donc à une altitude voisinant les **200 m**.

a. Calcul des charges de la neige :

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

$$S_k = \mu \cdot S \quad (2)$$

D'Où :

S_K : Valeur caractéristique de la neige (en KN/m²) donnée en fonction de l'altitude de la zone de neige.

μ : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

b. Calcul de S_k

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site : **Jijel**, classée en zone **B** selon la classification de RNVA99 V 2013, donc S_k est donné par la formule suivante :

Angles d'inclinaison des versent : $\alpha = 5^\circ$

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} \quad [2]$$

H : Altitude (m)

$$S_k = \frac{0.04 \times 200 + 10}{100} = 0.18 \text{ KN/m}^2$$

$$0^\circ \leq \alpha = 7.5^\circ \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{Donc} \quad S = 0.8 \times 0.18$$

$$S = 0.144 \text{ kN/m}^2$$

✓ Pour les deux versent

$$S = 2 \mu \cdot S_k \quad \text{Donc} \quad S = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

2.4.2. L'effet du vent

2.4.2.1. Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que du réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 (DTR – B.C – 2.4.7)».

2.4.2.2. Principes du RNV99 :

- Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.



Figure 2.1 : vent perpendiculaire au pignon (AB)

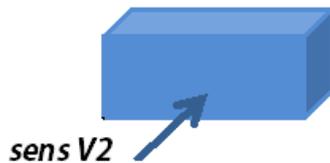


Figure 2.2 : vent perpendiculaire au long-pan (BC)

2.4.2.3. les données relatives au site

- ✓ longueur : 24m
- ✓ largeur : 42m
- ✓ hauteur total : 8m
- ✓ Implantation de hangar :
 - Nature de site montagneux:
 - Construction non masqué
 - Zone 3
 - Terrain de catégorie **0** (mer ou zone côtière)

2.4.2.4. Calcul de la pression due au vent

$$q_j = C_d \times W_{zj} \quad (N)$$

C_d : Coefficient dynamiques de la construction.

W_{zj} : Pression aérodynamique

2.4.2.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

C_d donné en fonction de dimensions :

b : la dimensions horizontal perpendiculaire à la direction de vent

h : la hauteur total

Direction de vent	Dimensions (m)	Coefficient C_d
V_{AB}	24 – 8	0.925
V_{BC}	42 – 8	0.89
V_{CD}	24 – 8	0.925
V_{AD}	42 – 8	0.89

Tab 2.3. : Coefficient C_d

$C_d < 1.2 \Rightarrow$ La structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2.4.2.4.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux

$$q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad (daN/m^2) \dots\dots\dots (1)$$

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[1 + \frac{7K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

C_e : coefficient d'exposition au vent.

C_t : coefficient topographie.

C_r : coefficient de rugosité

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
1	37.5
2	43.5
3	50
4	57.5

Tableau 2.4 : Valeur de pression dynamique

✓ Pour notre projet : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

2.4.2.4.3. Calcul du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

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

$C_t(z)$: le coefficient de topographie

$C_r(z)$: le coefficient de rugosité

K_T : facteur de terrain

I_v : intensité de turbulence

K_t	0.156
Z_0	0.003m
Z_{min}	1m
ε	0.38

Tableau 2.5 : Définition des catégories de terrain

a. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{min}$$

On 'a : $1 \leq 8.5 \leq 200\text{m}$ donc $C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

✓ pour **H=8m**

$$C_r(8) = 0.156 \times \ln\left(\frac{8}{0.003}\right)$$

$$C_r(8.5) = 1.23$$

✓ pour **H=7m**

$$C_r(7) = 0.156 \times \ln\left(\frac{7}{0.003}\right)$$

$$C_r(7) = 1.20$$

b. Coefficient de topographie ⁽²⁾

Site montagneux donc

$$C_t = 1.5^{(2)}$$

On revient au 2^{ème} équation :

$$C_e(8) = 1.5^2 \times 1.24^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.156}{1.5 \times 1.24}\right]$$

$$C_e(8) = 3.6916$$

$$C_e(7) = 1.5^2 \times 1.2^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.156}{1.5 \times 1.2}\right]$$

$$C_e(7) = 3.57$$

$$q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad (daN/m^2)$$

✓ Pour $h=8m$

$$q_{dyn}(8) = 375 \times 3.6916 = 1384.35N/m^2$$

✓ pour $h=7m$

$$q_{dyn}(7) = 3.57 \times 375 = 1341.45N/m^2$$

c. coefficient de pression extérieure C_{pe}

▣ parois verticale

➤ long-pan (V_1) :

$$\begin{cases} h = 8m \\ b = 42 m \\ d = 24m \end{cases}$$

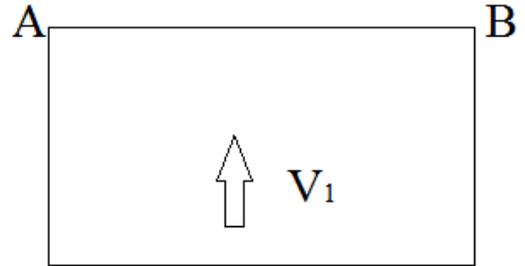


Fig.2.3. : façade principale

$$e = \min \{b, 2h\} = \min\{42, 16\} \Rightarrow e = 16m$$

La surface de cette façade :

$$S = 357m^2 > 10m^2 \text{ Donc : } C_{pe} = C_{pe 10}$$

$$e = e = \min \{b, 2h\} = \min\{42, 16\} \Rightarrow e = 16m$$

$$\frac{e}{5} = 3.2 m \quad e < d \text{ (RNV99 V99) entre deviser de cette manière.}$$

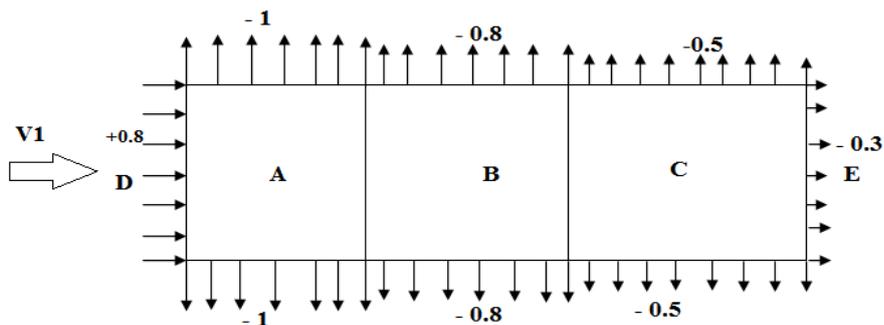
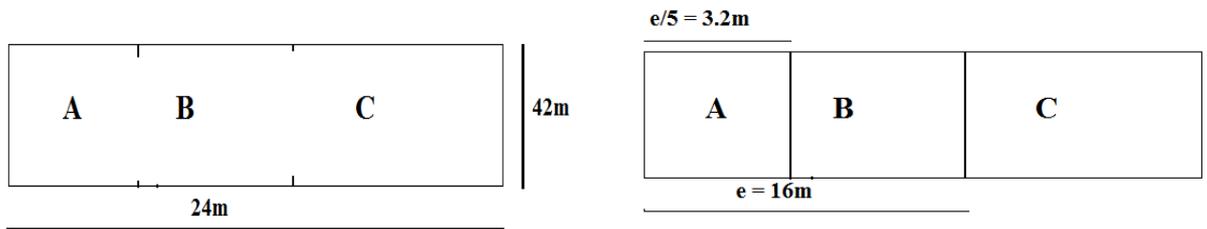


Figure 2.4. : Vent sur long-pan

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.8
Surface	22.4	89.6	56	294	294

Tab 2.6.: coefficient de C_{pe} à long-pan

➤ **pignon V_2**

$$\begin{cases} h = 8m \\ b = 24 m \\ d = 42m \end{cases} \quad e = 16m$$

La surface de cette façade :

$$S = 192m^2 > 10m^2 \text{ Donc : } C_{pe} = C_{pe10}$$

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.8
Surface	22.4	89.6	182	168	168

Tab2.7 : coefficient de C_{pe} à pignon

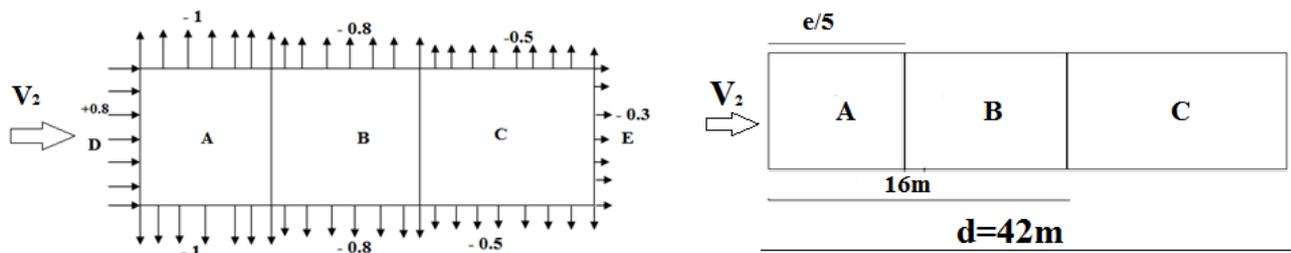


Figure 2.5: vent sur pignon

🚦 **Toiture à double versant**

On' a $a = 5^\circ$

➤ long-pan :

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = 8m \\ b = 42m \\ d = 24m \end{cases} \quad e = \min\{b, 2h\} = 16m$$

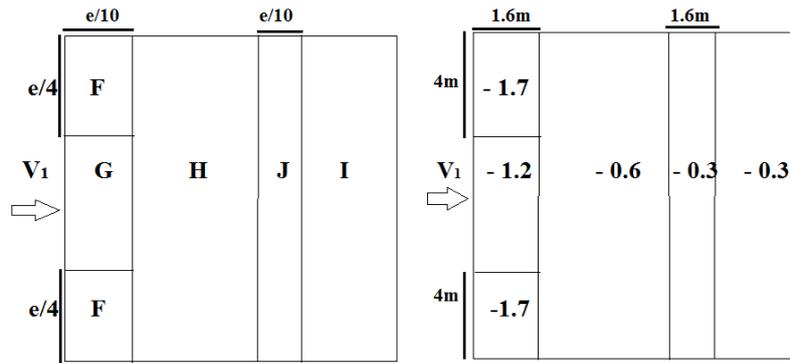


Figure 2.6: valeur de C_{pe} pour versant $\theta = 0^\circ$

➤ pignon

Avec :

$$\begin{cases} h = 8m \\ b = 24m \\ d = 42m \end{cases} \quad e = \min \{b, 2h\} = 16m$$

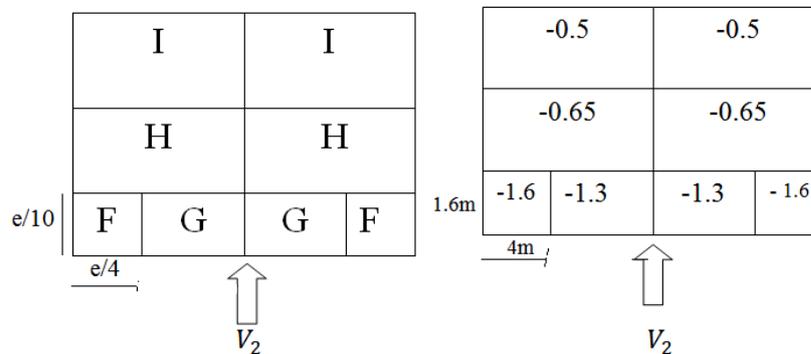


Figure 2.7 : valeur de C_{pe} pour versant $\theta = 90^\circ$

d. Le coefficient de la pression intérieure (C_{pi})

Dans notre cas, structure avec cloison intérieure on' a :

- ✓ $C_{pi} = +0.8$
- ✓ $U_p = 0$

e. calcul q_j

$$q_j = c_d \times q_{dyn} \times (c_{pe} - c_{pi})$$

Vent sur les parois verticales											
Pignon						Long-pan					
Parois	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j (daN/ml)	Parois	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j (daN/ml)
A	0.925	134.14	-1	+0.8	-222.32	A	0.89	134.14	-1	+0.8	-214.89
B		134.14	-0.8		-198.51	B		134.14	-0.8		-191
C		134.14	-0.5		-161.29	C		134.14	-0.5		-155.19
D		134.14	+0.8		0	D		134.14	+0.8		0
E		134.14	-0.3		-136.47	E		134.14	-0.3		-131.31

Tab 2.8: pression du vent sur les parois verticales

Vent sur la toiture											
$\theta = 0^\circ$						$\theta = 90^\circ$					
Parois	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j (daN/ml)	Parois	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j (daN/ml)
F	0.89	138.435	-1.7	0.8	-308.02	F	0.925	138.435	-1.6	0.8	-307.32
G		138.435	-1.2		-246.41	G		138.435	-1.3		-268.91
H		138.435	-0.6		-172.49	H		138.435	-0.7		-192.09
I		138.435	-0.3		-135.52	I		138.435	-0.5		-166.46
J		138.435	-0.3		-135.52						

Tab 2.9: pression du vent sur la toiture

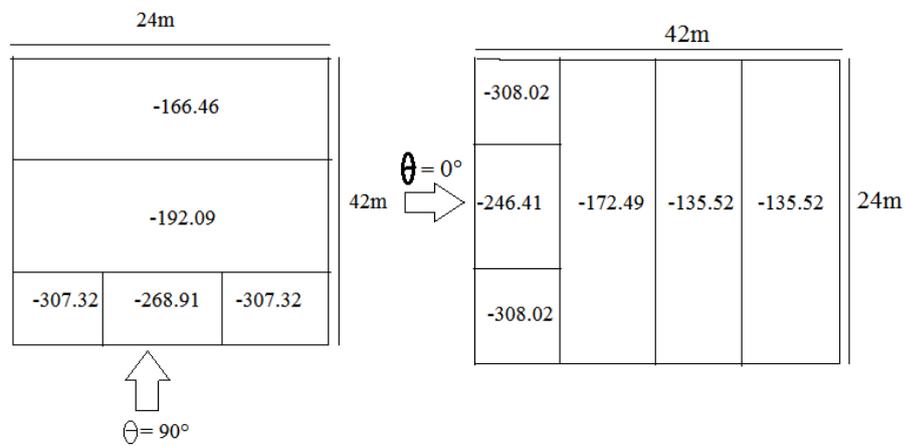


Figure 2.8 : Pression de vent sur la toiture

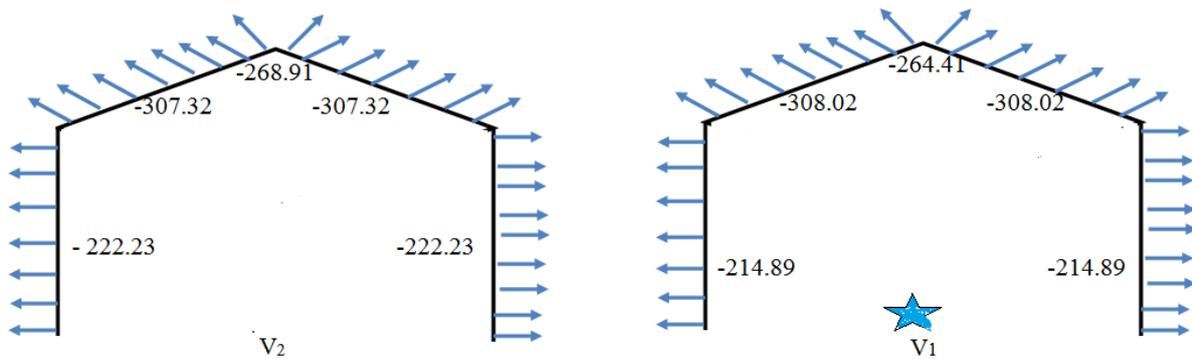


Figure.2.9 : Pression de vent sur les parois verticales

2.4.3. Calcul de la force de frottement (Article 1.4.3 RNV 99)

La force du frottement F_{fr} est donnée par :

$$F = \sum (H_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

C_{fr} : est le coefficient du frottement pour l'élément de surface j

$S_{fr,j}$: (en mm^2) est l'aire de l'élément de surface j

a. Pour V1

$$\frac{d}{b} > 3 \Rightarrow \frac{24}{42} = 0.57 \quad CNV$$

b. Pour V2

$$\frac{d}{b} > 3 \Rightarrow \frac{42}{24} = 1.75 \quad CNV$$

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

c. Pour V1 : vent perpendiculaire au long-pan

$$\begin{aligned} S_3 + S_4 &< 4 \times (S_1 + S_2) \\ 2 \times 8 \times 24 &< 4 \times 2 \times 42 \times 8 \\ 384 &< 2688 \quad c'est\ vérifiée \end{aligned}$$

d. Pour V2: vent perpendiculaire au pignon.

$$\begin{aligned} S_1 + S_2 &< 4 \times (S_3 + S_4) \\ 42 \times 8 \times 2 &< 4 \times 2 \times 8 \times 24 \\ 672 &< 1536 \quad c'est\ vérifiée \end{aligned}$$

2.5. Conclusion :

Pour concevoir et calculer une structure, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- ✓ Poids propres (structure porteuse)
- ✓ Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- ✓ Actions climatiques (neige $S=28.8daN/m^2$ et vent $W= 307.32 daN/m$)
- ✓ Actions accidentelles (on néglige la charge de séisme par ce que la Structure lourde)

Chapitre 3: Dimensionnement des éléments secondaires

3.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons.....) ou en béton (acrotère, escaliers....).

3.2. Quelques notions relatives au règlement CCM97

3.2.1. Objectif

Le règlement **CCM97** a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

3.2.2. Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci dessous.

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments a usage d'habitation ou d'ébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments a usage commercial tel que les magasins.

- les structures fabriquer a partir de produits de construction en acier laminés à chaud a l'exception des nuances d'acier a haut résistance.

3.2.3. Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c. Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d. Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous

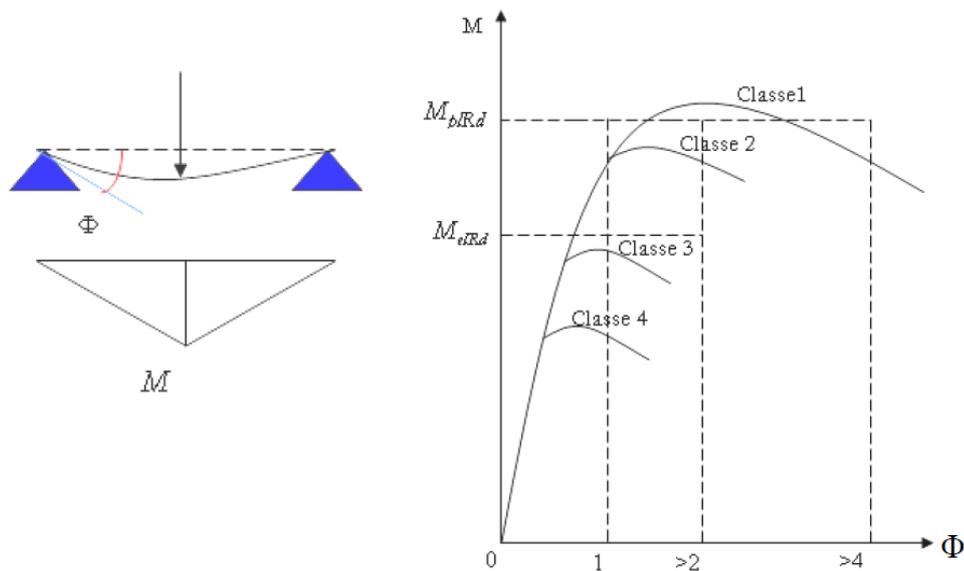


Figure 3-1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe

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

M_{eIrd} : moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

3.3. Principes de calcul :

3.3.1. Vérification de la condition de flèche :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

3.3.2. Vérification de la condition de résistance :

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

3.3.3 Vérification au cisaillement :

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

3.3.4 Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (Tableau 3.1 [3]).

Conditions	$\delta_{V_{max}}$ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400

Cas où $\delta_{V_{max}}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250
---	-------

Tableau 3.1 : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

3.3.5 Coefficient partiel de sécurité

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

- ✚ Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1$
- ✚ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M_1} = 1.1$
- ✚ Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M_2} = 1.25$
- ✚ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.10$

3.3.6 Sollicitation de calcul :

- Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$
-

3.4. Pré dimensionnement des Pannes

3.4.1. Introduction

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en IPE, elles sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Cette dernière n'étant cumulable avec le vent et la neige .Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques.

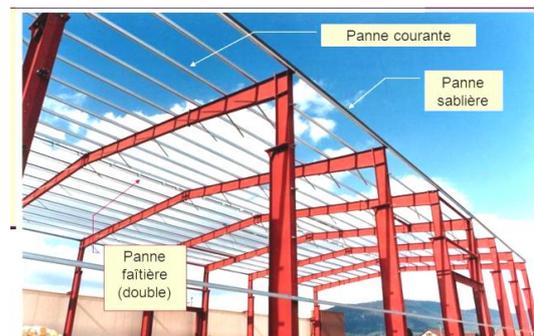


Figure3.2.: Les pannes de toiture

3.4.2. Principes de dimensionnements:

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.
- Aux conditions de flèche

a. Conception des pannes :

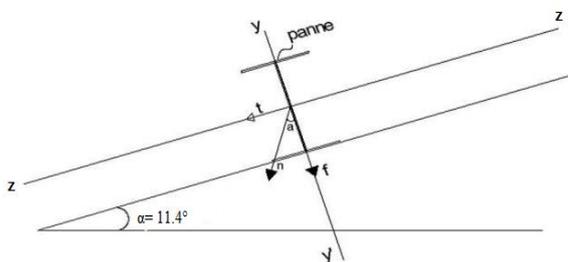


Figure 3.3. : Conception des pannes.

Les pannes sont constituées des profilés laminé à chand de type IPE en acier ordinaire type S 235($F_y = 235$ MPa).

Elles sont disposées parallèlement aux lignes de la toiture de façon inclinée sur les traverses principales.

b. Schéma statique des pannes :

Une panne sera simplement appuyée sur 2 traverses, sa portée "l" est donc égale à l'espacement des traverses, son schéma statique est donné dans la Fig. suivant :

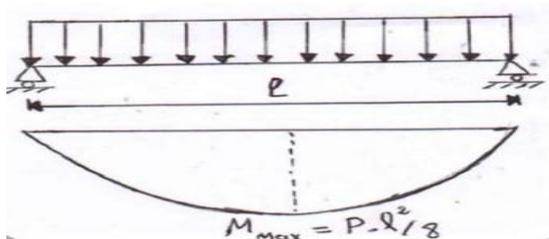


Figure3.4 : schéma statique de pannes.

c. Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

On suppose que la couverture de longueur 6 m, ce qui donne un espacement moyen de 2m la pente de versant et de $p = tg5^\circ$

3.4.3. Charges à prendre en considération

a. Charge permanente « G »

G_1 : représente le poids propre de la couverture.

G_2 : poids propre de la panne estimé

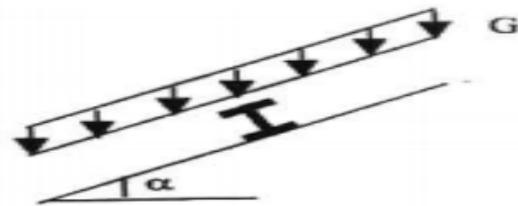


Figure 3.5 : cas de l'effet de charge permanente

Donc :

$$G = G_1 + G_2 = 0,129 \times 2 + 0.167 = 0.455 \text{ KN / m}$$

b. Charge d'entretien « Q »

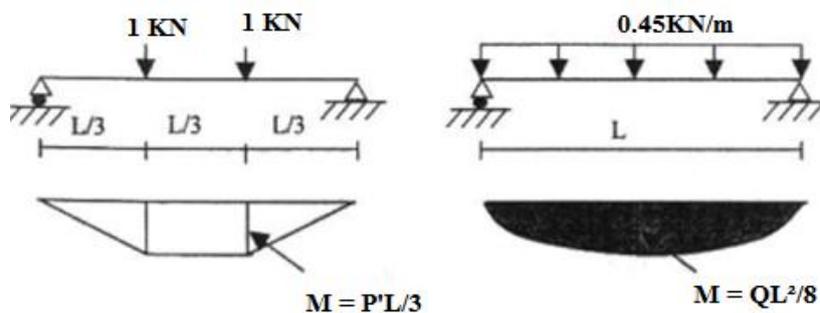


Figure 3.6 : schéma statique (charge d'entretien sur panne)

Charge d'entretien placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne (9)

$$P = 1 \text{ KN}$$

$$M_{max} = \frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8} \quad \text{donc} \quad Q = \frac{8P}{3L}$$

$$Q = 0.44 \text{ KN/m}$$

c. Action climatique

- La neige

$$S = N = 2 \times 0.576 \cos 5^\circ = 0.573 \text{ KN/m}$$

- Le vent

$$W = V = -3.08 \times 2 = -6.16 \text{ KN/m}$$

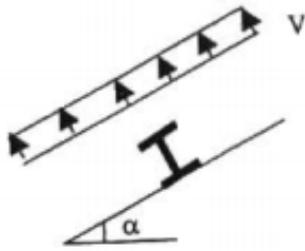


Figure 3.7. : cas de l'effet de vent

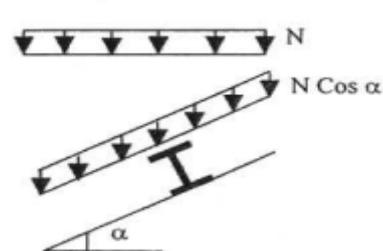


Figure 3.8. : cas de l'effet de la neige

3.4.4. Combinaisons des charges et actions 0.614

a. ELU

$$Q_1 = 1.35G + 1.5Q_{ent} = 1.35 \times 0.455 + 1.5 \times 0.44 = 1.27 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = 1.5G + 1.5S = 1.35 \times 0.455 + 1.5 \times 0.573 = 1.47 \text{ KN/m}$$

$$Q_3 = 1.35G + 1.5W = 1.35 \times 0.455 + 1.5 \times 6.16 = 9.81 \text{ KN/m}$$

$$Q = \max(Q_1, Q_2, Q_3) = 9.81 \text{ KN/m}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la troisième combinaison la plus défavorable.

b. ELS

$$Q_{s1} = G + Q_{ent} = 0.455 + 0.44 = 0.895 \text{ KN/m}$$

$$Q_{s2} = G + S = 0.455 + 0.573 = 1.03 \text{ KN/m}$$

$$Q_{s3} = G + W = 0.455 + 6.16 = 6.583 \text{ KN/m}$$

la troisième combinaison la plus défavorable.

NB : les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par déversement.

Les pannes sont appuyées sur 3 appuis simples .

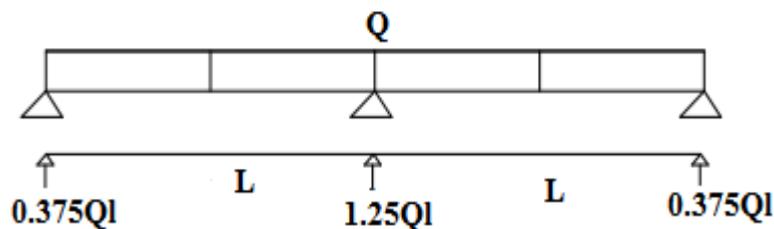


Figure 3.9. : Pannes sur 3 appuis.

c. Chargement des pannes

- ELU

$$Q_y = Q \sin \alpha = 9.81 \sin 5 = 0.854 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 9.81 \cos 5 = 9.772 \text{ KN/m}$$

- ELS

$$Q_y = Q \sin \alpha = 6.583 \sin 5 = 0.573 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 6.583 \cos 5 = 6.56 \text{ KN/m}$$

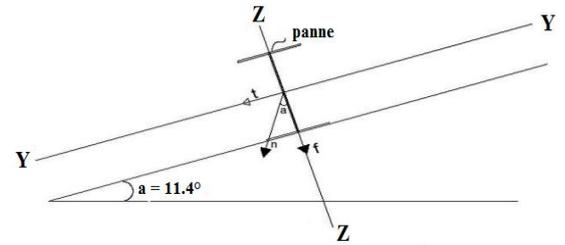


Figure 3.10: chargement des pannes

3.4.5. Calcul des moments sollicitant

Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM97** afin de dimensionner les pannes.

- Axe (y-y)

$$M_{z \text{ sd}} = \frac{Q_y L_y^2}{8} = \frac{0.854 \times 3^2}{8} = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{z \text{ sd}} \leq M_{z \text{ rd}} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{z \text{ sd}} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{plz} = \frac{0.96 \times 10^2 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} = 4.497 \text{ cm}^3$$

- Axe (z-z)

$$M_{y \text{ sd}} = \frac{Q_z L_z^2}{8} = \frac{9.772 \times 6^2}{8} = 43.974 \text{ KN.m}$$

$$M_{y \text{ sd}} \leq M_{y \text{ rd}} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} = \frac{M_{y \text{ sd}} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} = \frac{43.974 \times 10^2 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} = 205.835 \text{ cm}^3$$

3.4.6. Condition de la flèche

- Axe (y-y)

$$\delta = \frac{0.415 \times 5 \times Q_y \times l_y^4}{348 E I_z} \leq \delta_{\max} = \frac{l_y}{200} \Rightarrow I_{z \text{ min}} = \frac{0.415 \times 5 \times Q_y \times l_y^4}{348 E \delta_{\max}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$I_{z \text{ min}} = \frac{0.415 \times 5 \times 0.573 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5} = 7.9 \text{ cm}^4$$

- **Axe (z-z)**

$$\delta = \frac{5 \times Q_z \times l_z^4}{348EI_y} \leq \delta_{max} = \frac{l_z}{200} \Rightarrow I_{y \min} = \frac{5 \times Q_z \times l_z^4}{348E\delta_{max}}$$

$$\delta_{max} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_{y \min} = \frac{5 \times 6.557 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 1756.339 \text{ cm}^4$$

3.4.7. Choix du profile :

Le profil qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS sera un **IPE 200** des caractéristiques géométriques suivantes :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl-y} Cm ³	W _{pl-z} Cm ³	i _y mm	i _z mm
IPE 200	22.4	28.5	200	100	7.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau 3.1. : Les caractéristique de profile IPE 200

3.4.7.1. Classification de section transversale

a. La semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100/2}{7} = 7.14 < 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ pour } f_y = 235 \text{ MPa}$$

Donc la semelle est de **classe 1**

b. Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5} = 31.87 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de **classe 1**

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

3.7.2. Vérifications des contraintes

S'agissant de flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y \text{ sd}}}{M_{Ny \text{ Rd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z \text{ sd}}}{M_{Nz \text{ Rd}}} \right)^\beta \leq 1 \quad (3)$$

Pour un profile en classe 1

$$M_{Ny \text{ rd}} = M_{nz \text{ Rd}} \frac{1 - n}{1 - 0.5n}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl Rd}} = 0 \text{ et } a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{28.5 \times 10^2 - 2 \times 100 \times 7.5}{28.5 \times 10^2} = 0.47$$

$$n < a \Rightarrow M_{Nz Rd} = M_{plz Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Ny Rd} = \frac{M_{plz Rd}}{1.05a} = \frac{W_{ply} \times f_y}{(1 - 0.5a)\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ donc } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

Donc il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y sd} \times \gamma_{M0} \times (1 - 0.5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \frac{M_{z sd} \times \gamma_{M0}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1$$

$$Q = 1.35 \times (0.288 + 0.244) + 1.5 \times 6.16 = 9.93 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} Q_y = Q \sin \alpha = 9.93 \sin 5 = 0.865 \text{ KN/m} \\ Q_z = Q \cos \alpha = 9.93 \cos 5 = 9.89 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{z sd} = \frac{Q_y l_y^2}{8} = \frac{0.865 \times 3^2}{8} = 0.973 \text{ KN.m}$$

$$M_{y sd} = \frac{Q_z l_z^2}{8} = \frac{9.89 \times 6^2}{8} = 44.505 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{44.505 \times 10^2 \times 1.1 \times (1 - 0.47)}{220.6 \times 23.5} \right)^2 + \frac{0.973 \times 10^2 \times 1.1}{44.61 \times 23.5} = 0.35 < 1 \quad \text{CV}$$

Conclusion : les pannes en **IPE200** vérifient les contraintes de la flexion.

3.4.7.2. Vérifications de la panne vis-à-vis du déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section à l'action du vent en soulèvement

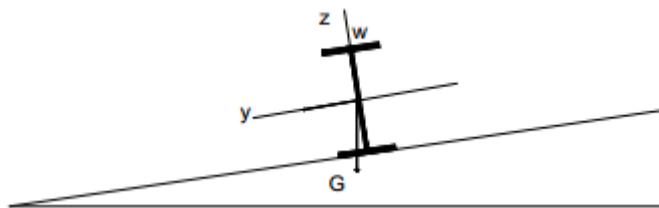


Figure 3.11 : panne vis-à-vis déversement

Le moment résistant au déversement est donnée par la relation suivante :

$$M_{b\ Rd} = \frac{\chi_{lt}\beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3)$$

- $\beta_w = 1$ section de classe 1
- γ_{M1} coefficient de réduction
- χ_{lt} : facteur de réduction pour le déversement

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

avec $\begin{cases} \phi_{LT} = 0.5[1 + a_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ a_{LT} = 0.21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases} \quad (3)$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

C_1 : Facteur dépendent de condition de charge et d'encastrement

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

I_t : moment d'inertie de torsion

I_w : moment d'inertie de gauchissement

E : module d'élasticité longitudinale

ν : Coefficient de poisson

$$M_{cr} = \frac{1.132 \pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.4}{600^2} \sqrt{\frac{12.99 \times 10^3}{142.4} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 6.98}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.4}}$$

$$M_{cr} = 2589021.819 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 220.6 \times 235 \times 10^2}{2589021.819}} = 1.415$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.415 - 0.2) + 1.415^2] = 1.62$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.62 + \sqrt{1.62^2 - 1.415^2}} = 0.41$$

$$M_{b\ rd} = \frac{0.41 \times 1 \times 220.6 \times 23.5}{1.1} = 1932.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_z L_z^2}{8} = \frac{9.89 \times 6^2}{8} = 44.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{b\ rd} \quad \text{c'est vérifier}$$

Conclusion : les pannes en **IPE200** vérifient la stabilité de déversement

3.4.7.3. Stabilité au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 page 89[CCM97].

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

d : distance entre nus intérieurs des semelles pour notre profilé IPE180

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{200 - 2(7.5 + 12)}{5} = 33.4 < 69$$

Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

3.4.7.4. Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

3.4.7.5.

La stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{KE}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{FC}}}$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w : aire de l'âme du profilé

A_{fc} : aire de la semelle comprimée

f_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée

E : module d'élasticité

K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$A_w = (h - 2t_f)t_w = (200 - 2 \times 7.5) \times 5 = 925 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} = bt_f = 100 \times 7.5 = 750 \text{ mm}^2$$

$$\frac{k \times E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = \frac{0.3 \times 2.1 \times 10^5}{235} \sqrt{\frac{925}{750}} = 297.71 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{200 - 2(7.5 + 12)}{5} = 33.4 \text{ mm}$$

$$33.4 \text{ mm} < 297.71 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

Il n'y a pas lieu de vérifier le flambement.

Conclusion

La section en **IPE200** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilités.

Donc il est convenable pour assurer le rôle des pannes.

3.5. Pré dimensionnement des liernes

3.5.1. Introduction

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.



Figure 3.12 : les liernes après montage

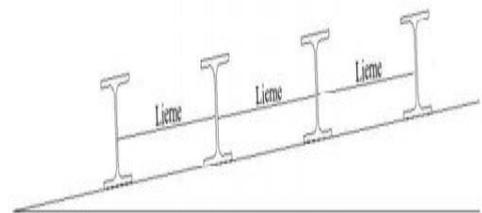


figure 3.13 : coupe transversale des liernes

3.5.2. Dimensionnement des liernes :

Dans le plan (y-y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est $R_i = \frac{5Q_x l_x}{4}$

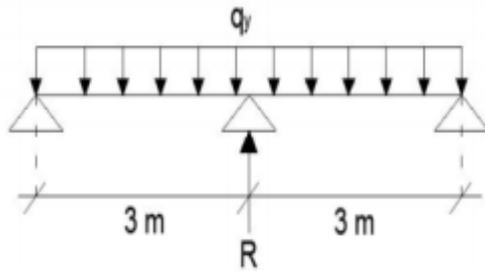


Figure 3.14 : réaction des liernes

$$Q = 1.35G + 1.5W = 1.35 \times 0.453 + 1.5 \times 6.13 = 9.81 \text{ KN/m}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 9.81 \sin 5 = 0.854 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 9.81 \cos 5 = 9.772 \text{ KN/m}$$

a. Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée :

$$R = 1.25 \times 0.854 \times \frac{6}{2} = 3.20 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{3.20}{2} = 1.6 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 3.2 + 1.6 = 4.8 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 3.2 + 4.8 = 8 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 3.2 + 8 = 11.2 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_5 :

$$T_5 = R + T_4 = 3.2 + 11.2 = 14.4 \text{ KN}$$

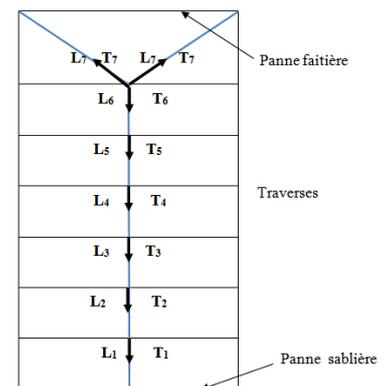


Figure 3.15 : effort dans les liernes sur un seul versant

Effort dans le tronçon L_6 :

$$T_6 = R + T_5 = 3.2 + 14.4 = 17.6 \text{ KN}$$

Effort dans s diagonales :

$$\theta = \arctg\left(\frac{2}{3}\right) = 33.42^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{17.6}{2 \sin 33.42} = 16 \text{ KN}$$

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 traverses par des tirants en diagonale (bretelles).

a. Calcul de la section des liernes.

Le tronçon le plus sollicité L_6

$$T_6 = 17.6 \text{ KN}$$

Dimensionnement des liernes tendus ⁽³⁾

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant

$N_{pl Rd}$: Effort normal résistant

$$N_{pl Rd} = \frac{A_s f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$N_{sd} = \left(\frac{R}{2} + R(7 - 1) \right) = \left(\frac{3.2}{2} + 3.2 \times 6 \right) = 30.72 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{30.72 \times 1.1}{235 \times 10^{-3}} = 143.8 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \times 143.8}{3.14}} = 13.53 \text{ mm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\phi 18$ et d'une section résistante $A_s = 192 \text{ mm}^2$.

3.6. Pré dimensionnement de l'échantignole

3.6.1. Introduction

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses.

Le principal effort de résistance de l'échantignole est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

3.6.2. Dimensionnement de l'échantignole

L'épaisseur « t » est limitée par la condition suivante :

$$\frac{2b}{2} \leq t \leq \frac{3b}{2}$$

Pour IPE180

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

$$\frac{2 \times 100}{2} < t < \frac{3 \times 100}{2} \Rightarrow 100 \text{ mm} < t < 150 \text{ mm}$$

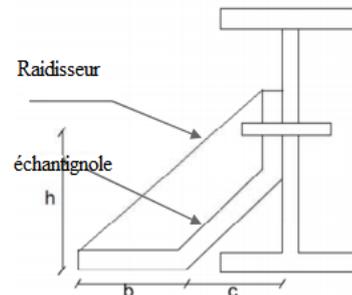


Figure 3.17 : schéma de l'échantignole

On prend $t = 120 \text{ mm}$

$$Q = 18.41 \text{ KN/M} \quad R_y = \frac{2Q l_y}{2} = \frac{2 \times 18.41 \times 6}{2} = 110.46 \text{ KN}$$

3.6.3. Calcul le moment de renversement

$$M_r = R \times t = 110.46 \times 1.20 = 132.5 \text{ KN.cm}$$

3.6.4. Dimensionnement de l'échantignole

$$\sigma_e = \frac{Mr}{W_{ech}} \Rightarrow W_{ech} \geq \frac{Mr}{\sigma_e} = \frac{132.5}{2400} = 0.06 \text{ cm}^3$$

$$W_{ech} \geq 0.06 \text{ cm}^3$$

$$W_{ech} = \frac{ae^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6W_{ech}}{a}}$$

a : la largeur de l'échantignole (2L70 × 70 × 8)

$$a = 7 + 7 + 1 = 15 \text{ cm}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times 0.06}{15}} = 0.15 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ mm}$

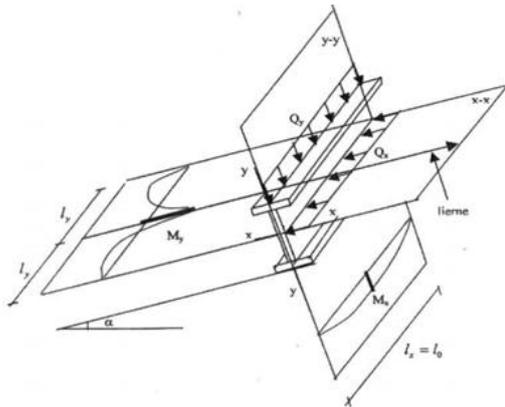
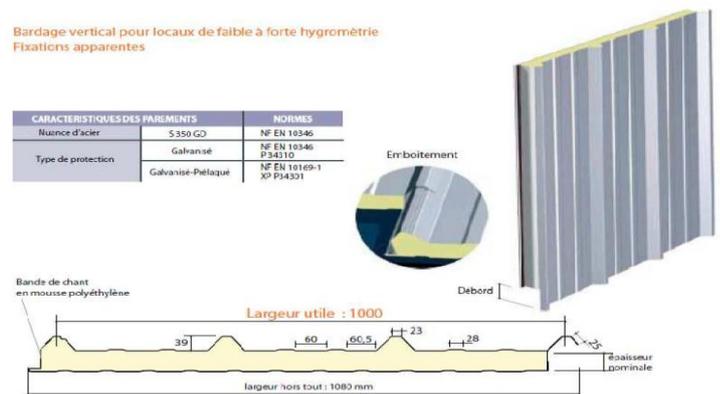


Figure 3.15 : Panne de toiture et les différents chargements.

3.7. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Figure 3.16: détail de panneau sandwich (bardage).



3.7.1. Espacement des lisses

Prenons espacement de : $e = 1.5 \text{ m}$

La hauteur de mur de soubassement

$$h = H - (n - 1) \times e$$

H : hauteur de poteau = 7 m

e : espacement de lisse $e = 1.5 \text{ m}$

n : nombre de lisse $n = 5$

$$h = 7 - (5 - 1) \times 1.5 = 1 \text{ m}$$

3.7.2. Dimensionnement des lisses :

Pour dimensionner les lisses, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression du vent exercée sur le long-pan et sur le pignon.

✓ **Données de calcul :**

Les lisses sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet des charges suivant :

- Une charge horizontale due à la pression de vent $W = -2.23 \text{ KN/m}^2$
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse et le bardage.

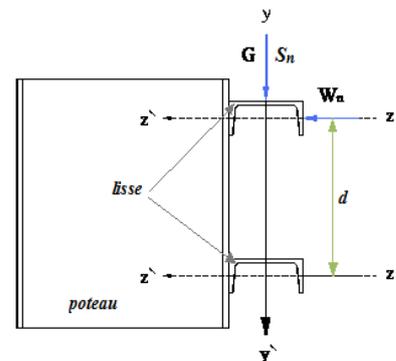


Figure 3.17 : Disposition de la lisse sur le poteau

- Poids propre de la lisse estimé :
 $Pp = 0.12 \text{ KN/m}$
- Poids propre du bardage :
- Chaque lisse repose sur 2 appuis.

$TN40 = 0.11 \text{ KN/m}^2$

Détermination des charges et surcharges

a. les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 11 Kg/m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé12 Kg/m

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisse e= 1.5 m

$$Gp = (11 + 1.5) \times 1.5 + 12 = 30.75 \text{ Kg/ml} = 0.307 \text{ KN/ml}$$

b. la surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $W = -2.23 \text{ KN/m}^2$ (Voir chapitre 2)

D'où : $W = -2.23 \times e = -2.23 \times 1.5 = -3.345 \text{ KN/ml}$

✓ **Charges appliquées à l'ELU :**

$$Q_{uy} = 1.35G = 1.35 \times 0.307 = 0.414 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1.5W) = 1.5 \times 2.23 = 5.01 \text{ KN/ml}$$

✓ **Charges appliquées à l'ELS :**

$$Q_{sy} = 0.307 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = -3.345 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

➤ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$\frac{5 \times q_z \times L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 3.345 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.345 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} \quad \text{donc} \quad I_y = 895.98 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **UAP 175**

Avec : $I_y = 1272 \text{ cm}^4$ et $P = 21.2 \text{ kg/m}$

3.7.3. Vérification de la condition de flèche

La charge G devient alors :

$$G = (11 + 1.5) \times 1.5 + 21.2 = 39.95 \text{ Kg/m} = 0.399 \text{ KN/m}$$

✓ **La combinaison à l'ELU :**

$$Q_{uy} = (1.35 G) = 0.539 \text{ KN/m}$$

✓ **La combinaison à l'ELS :**

$$Q_{sy} = G = 0.399 \text{ KN/m}$$

➤ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 3.345 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1272} = 2.113 < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

➤ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y):

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0.324 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 126.4} = 2.1 > f_{adm} = 3cm \text{ c'est non vérifiée}$$

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0.324 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 126.4} = 0.31 < f_{adm} = 3cm \text{ c'est vérifiée}$$

3.7.4. Condition de la résistance (ELU):

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes

a. Vérification à la flexion bi-axiale:

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha=2$, $\beta=1$ pour les sections de classe 1

$$Q_{uy} = 1.35G = 0.539KN/ml$$

$$Q_{uz} = 1.5W = 5.01 KN/ml$$

- Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{5.01 \times 6^2}{8} = 22.54KN.m$$

- Axe Y-Y :

$$M_z = \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = \frac{0.539 \times 6^2}{8} = 2.425 KN.m$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.9 \times 23.5}{1} \times 10^{-2} = 6.18KN.m$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.9 \times 23.5}{1} \times 10^{-2} = 6.88KN.m$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{22.54}{6.18} \right]^2 + \left[\frac{2.425}{6.88} \right]^1 = 0.836 \leq 1 \rightarrow \text{Donc la résistance du moment est vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158]

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{5.01 \times 6}{2} = 15.03 \text{ KN}$$

$$A_{v_z} = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f = 27 - (2 \times 70 \times 10.75) + (7.5 + 10.75)10.75 = 9.99 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{v_z} f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{9.99 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 135.54 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_{z,sd} = 15.03 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 135.54 \text{ KN}$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'**UAP 175**.

3.8. Calcul des potelets

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

3.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a. Charges permanentes G :

Poids du bardage..... 11 Kg/m^2

Poids propre de la lisse (UAP 175)..... 21.2 kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches..... 1.5 kg/m^2

L'entraxe des potelets est de $e = 6 \text{ m}$

H= hauteur du potelet $H = 8 \text{ m}$

$$G = \text{poids propre d'accessoire d'attaches} + \text{poids propre des lisses} \\ + \text{poids propre du bardage}$$

b. Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est : $W = 3.07 \text{ KN/m}^2$

4.1.1 Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_w = W \times e = 18.42 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384EI_y}$$

Et la flèche admissible :

$$f_{adm.} = \frac{L}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384EI_y} \leq f_{adm.} = \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 18.42 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 21000 \times 4} = 11695.23 \text{ cm}^4$$

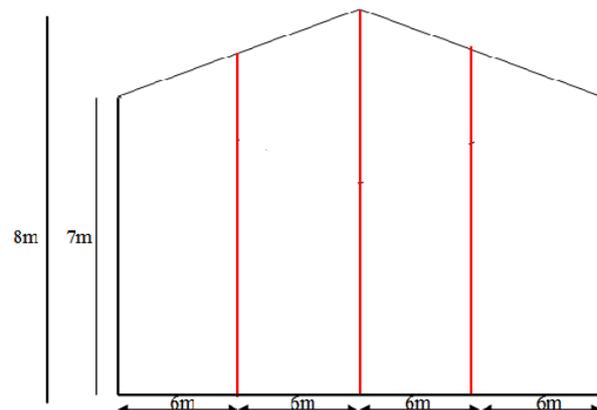
$$I_y \geq 11695.23 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 330** dont $I_y = 11770 \text{ cm}^4$ et le poids = 49.1 kg/ml

❖ Les charges permanentes :

- Poids de bardage $G1 = 0.11 \times 1.5 = 0.165 \text{ KN/ml}$
 - Poids des lisses $G2 = 0.21 \times 5 = 1.05 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre du IPE330 $G3 = 0.491 \text{ KN/ml}$
- $$G = (0.165 + 1.05 + 0.491) = 1.603 \text{ KN/ml}$$

Figure 4.18 : Disposition des potelets



❖ **Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU:**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot f_y / \gamma_{m1} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \left(f_y / \gamma_{m1} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \left(f_y / \gamma_{m1} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$N_{y,sd} = 1.5G = 2.56 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5 q_w \times l^2}{8} = 36.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0$$

a) Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 8 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.5 \text{ m}$

Pour l'IPE330, les rayons de giration sont $\begin{cases} i_y = 137.1 \text{ mm} \\ i_z = 35.5 \text{ mm} \end{cases}$

b) Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{800}{13.71} = 58.35 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3.55} = 42.25 \end{cases}$$

c) Calcul de l'élancement critique

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_v} \right]^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

d) Calcul des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{58.35}{93.9} \sqrt{1} = 0.62 > 0.2 \quad \text{il ya un risquede flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{42.25}{93.9} \sqrt{1} = 0.44 > 0.2 \quad \text{il ya un risquede flambement}$$

Avec :

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \text{IPE330 est de classe 1}$$

e) Calcul du coefficient de réduction

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3:

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y	a	$\alpha_y = 0.21$
z-z	b	$\alpha_z = 0.34$

Tab 3.4: Coefficients de flambement correspondant à la section

Désignation abrégée	P kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm
IPE330	49.1	62.6	330	160	7.5	11.5	18	271

Tableau 3.5 : Les caractéristique de profile IPE 330

Donc : $\frac{h}{b} = 2.06 > 1.2$ et $t_f = 11.5 < 40\text{mm}$

f) Calcul de Ψ_{min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.62 - 0.2) + 0.62^2] = 0.7363$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.7363 + (0.7363^2 - 0.62^2)^{0.5}} = 0.88 < 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.63$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.63 + (0.63^2 - 0.44^2)^{0.5}} = 0.925$$

$$\chi_{min} = \min(0.88 ; 0.92)$$

Donc : $\chi_{min} = 0.88$

g) Calcul du facteur d'amplification

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent.

$\beta_{My} = \beta_{mq} = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.8(2 \times 1.3 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -0.99 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.99 \times 2.56}{0.88 \times 23.5 \times 62.6} = 1.001 \leq 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1.1} = 171.82 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$N_{plrd} = A \times f_y = 1471.1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply}} = \frac{2.56}{0.88 \times 1.47} + \frac{1.001 \times 36.84}{171.83} = 0.22 < 1 \quad CV$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

❖ Vérification de la stabilité au déversement

a. Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{Lt}$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{Lt}$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times M_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\bar{\lambda}_{Lt}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} : \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad \text{EC3 Art F. 1.2}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1.132 \quad C2 = 0,459$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : $K = 1$ et $Kw = 1$

$$z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{33}{2} = -16.5 \text{ cm}$$

Sous le vent(-) puisque l orientation de repart est vers la semelle comprimé

$z_s = 0$ section doublement symetrique EC3 figureF. 1.1

$$Zg = Za - Zs = -16.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 28.15 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 199.10 \text{ cm}^6$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$G = 0.4 \cdot E$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$M_{cr} : \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 788}{(1 \times 800)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{199.10 \times 10^3}{788} + \frac{(1 \times 800)^2 \times 807.69}{\pi^2 \times 788} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times (-16.5))^2 \right]^{\frac{1}{2}} + ((-0.459) \times (-16.5)) \right\}$$

$$M_{cr} = 5405.81 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{Il a risque de déversement}$$

Profilé laminé $\alpha = 0.21$ donc $\chi_{Lt} = 0.88$

La vérification à faire est :

$$M_{y.sd} \leq M_{b.rd} = \chi_{Lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b.rd} = 0.88 \times 1 \times 171.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 3230.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 36.84 \text{ KN.m} \leq M_{b.rd} = 3230.2 \text{ KN.m}$$

Le profilé **IPE 330** est vérifié au déversement.

3.9. Conclusion

A la fin de ce chapitre nous sommes arrivé a déterminé les différents profilés constituant la structure (**éléments secondaires**) et nous passons au chapitre suivant qui consiste à l'étude sismique

Chapitre 04 : étude sismique

4.1. Introduction :

4.1.1. Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

4.1.2. Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

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

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

4.2. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

4.2.1. Classification des zones sismique :

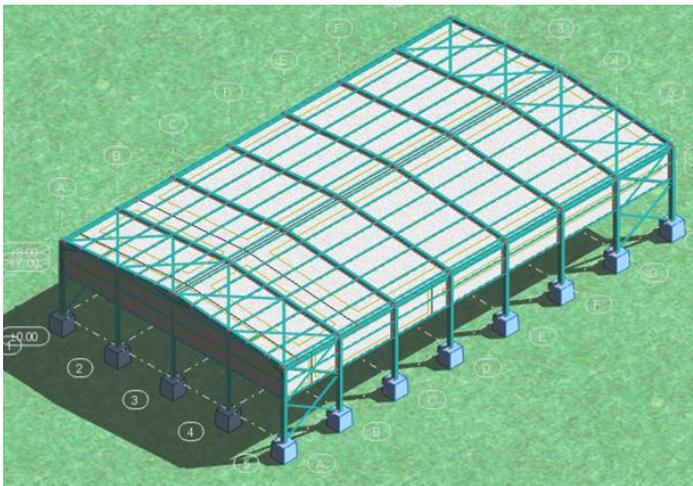


Figure 4.1 : vue 3D de structure

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

4.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

4.2.3. Classification de projet :

D'après le RPA99 V 2003, notre ouvrage est classé en **zone IIa groupe 1b** (construction sportive)⁽⁷⁾ et de sol rocheux de catégorie **S₁**

4.3. Méthode utilisée :

Pour notre structure nous utiliserons la méthode statique équivalente étant donné que le bâtiment a une hauteur inférieure à 65m.

4.3.1. Principe de la méthode statique équivalente:

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

4.3.2. Calcul de la force sismique totale :

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

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

Avec :

V : La force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

4.3.2.1. coefficient d'accélération de zone (A) :

Notre structure se trouve à **JIJEL**, classée selon le RPA99/2003 dans la Zone IIa et groupe 3

D'après tableau 4.1 ⁽⁷⁾ **A = 0.20**

6.1.1.1 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau 4.2 ⁽⁷⁾ $\xi = 5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5\%}} = 1.85 \geq 0.7 \quad \text{on prend } \eta = 1$$

6.1.1.1 Calcul de la période

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

h_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_n = 8\text{m}$

C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6) ⁽⁷⁾

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie
 $C_t = 0.05$

$$T = 0.05 \times 8^{3/4} \quad T = 0.23s$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 8}{\sqrt{24}} = 0.14s \\ T_y = \frac{0.09 \times 8}{\sqrt{42}} = 0.11 \end{cases}$$

4.3.2.2. Calcul de T_2

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

✚ Site rocheux S_1 $T_2 = 0.3$ s

✚ Sens longitudinal :

$$0s < T_x = 0.14s < 0.3s \quad \text{donc } D_x = 2.5\eta = 2.5$$

✚ Sens transversal

$$0s < T_y = 0.11s < 0.3s \quad \text{donc } D_y = 2.5\eta = 2.5$$

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

4.3.2.3. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

L'ossature est contreventée par palées triangulées en X : $R=4$ ⁽⁷⁾

4.3.2.4. Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q .⁽⁷⁾

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Critère q	P_q	
	Selon X	Selon Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Q	1.2	1.15

Tableau 4.1.: valeurs des pénalités P_q ⁽⁷⁾

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

✓ **Résultats de calculs :**

a. Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
14/ 1	2,97	0,34	71,60	0,00	71,60	0,00	72855,31	72855,31
14/ 2	3,14	0,32	71,65	0,00	0,05	0,00	72855,31	72855,31
14/ 3	3,32	0,30	90,73	0,00	19,08	0,00	72855,31	72855,31
14/ 4	3,62	0,28	90,75	0,00	0,02	0,00	72855,31	72855,31
14/ 5	4,14	0,24	91,34	0,00	0,59	0,00	72855,31	72855,31
14/ 6	4,74	0,21	91,34	0,00	0,00	0,00	72855,31	72855,31
14/ 7	5,35	0,19	91,34	73,42	0,00	73,42	72855,31	72855,31
14/ 8	6,10	0,16	91,34	73,82	0,00	0,40	72855,31	72855,31
14/ 9	6,53	0,15	91,34	73,86	0,01	0,04	72855,31	72855,31
14/ 10	6,59	0,15	91,38	73,95	0,03	0,09	72855,31	72855,31

Figure 4.2: Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90 % suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.
-

b. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0.34s$. Taux de participation de la masse 71.60 %

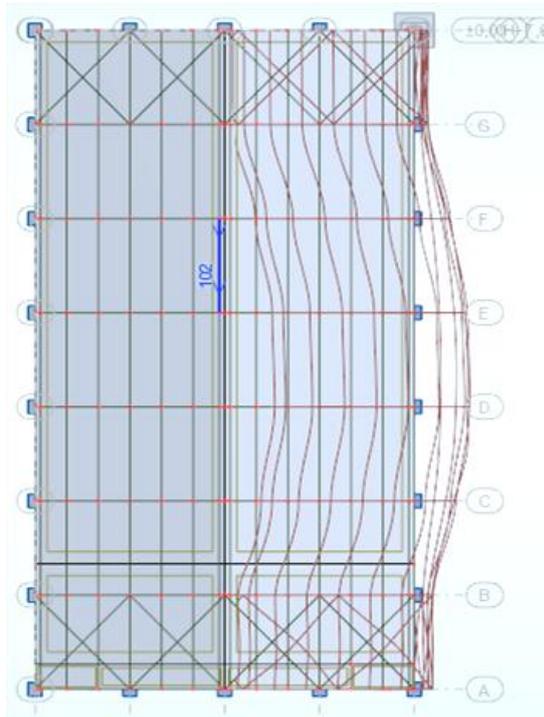


Figure 4.2: Mode de déformation (01)

Mode 2 Translation suivant Y-Y, période $T = 0.19 s$, taux de participation de la masse 73.42%

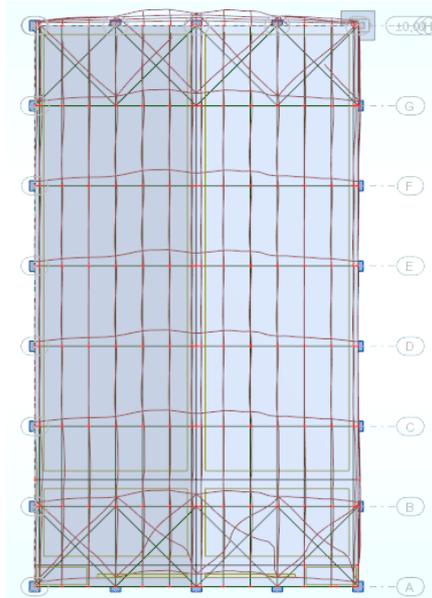


Figure 4.3 : Mode de déformation (02)

- **Calcul de poids de la structure W**

W est égale à la somme des poids W_i de chaque niveau.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (7)$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

✚ D'après le tableau 4.5 ⁽⁷⁾ $\beta = 0.50$ (cas d'un hangar)

D'après ROBOT a tente que $W = 722 \text{KN}$

6.1.1.1 Calcul de la force sismique

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, page 4) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 722 = 108.3 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 722 = 103.78 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.2.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$\begin{aligned} F_t &= 0,07 TV && \text{si } T > 0.7s \\ F_t &= 0 && \text{si } T < 0.7s \end{aligned}$$

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

- Dans notre cas $T = 0.38s$ donc $F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

- Dans notre cas : $F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_j h_j}$

F_i : effort horizontale recensent au niveau I.

h_i : niveau de plancher ou s'exerce la force I

W : poids revenant au toiture

$$F_{ix} = F_{iy} = \frac{(103.73 - 0) \times (722 \times 8)}{722 \times 8} = 103.73KN$$

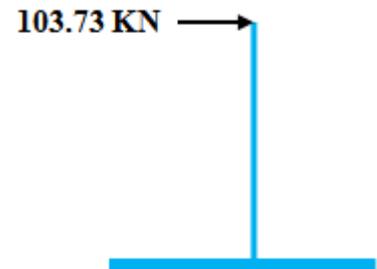


Figure 4.4 distribution de la force sismique selon les deux sens

4.3.3. Vérifications :

4.3.3.1. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✚ Résultante des forces sismiques de calculs :

$$V = \sum F_i \quad V_t > 0.8V$$

	V	V_t	80% V	Vérification
V_x	103.73	103	88	C'est vérifié
V_y	103.73	103	78.4	C'est vérifié

Tableau 4.3. : Résultat des forces sismiques à la base

4.3.4. Calculs des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Étage	$\delta_{ck}(cm)$	R	δ	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Observation
Sens X	3.1	4	2.9	3.1	8	CV
Sens Y	0.8	4	1	0.8	8	CV

Tab 4.4: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

4.4. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$) :

Les effets du 2° ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K ».

$$P_K = \sum (W_{GI} + 0.5W_{OI})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_K : Hauteur de l'étage « k »

Sens	$P_K(KN)$	Δ_K (cm)	V_K (KN)	h_K (cm)	θ	Observation
X	722	3.1	103.73	800	0.02	CV
Y	722	0.8	103.73	800	0.007	CV

Tab 4.5: Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

Donc l'effet $P - \Delta$ peut être négligé.

4.5. Conclusion

La structure implantée dans la zone sismique IIa contreventée par palées triangulées en X, dans le site rocheux « S_1 ».

Chapitre05 : Etude des éléments structuraux

5.1 Introduction

✚ Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les structures sportives.

✚ Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.

✚ Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées. à l'aide du logiciel (ROBOT, ETABS, SAP2000), qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge.

5.1.1. Présentation de logiciel utilisée « ROBOT »

« ROBOT structurel analysais pro 2018 » est un logiciel de calcul destiné à modéliser, analyse et dimensionner différents types de structures : métalliques, bois béton, ouvrage d'art (ponts, réservoirs, silos...), structures câblées sous chargements statiques et excitations dynamiques ... et éditer des notes de calcul.

L'analyse de la structure comprend la définition de modèle, les calculs des efforts internes, des déformations et la vérification des résultats obtenus avec les exigences réglementaires en vigueur.

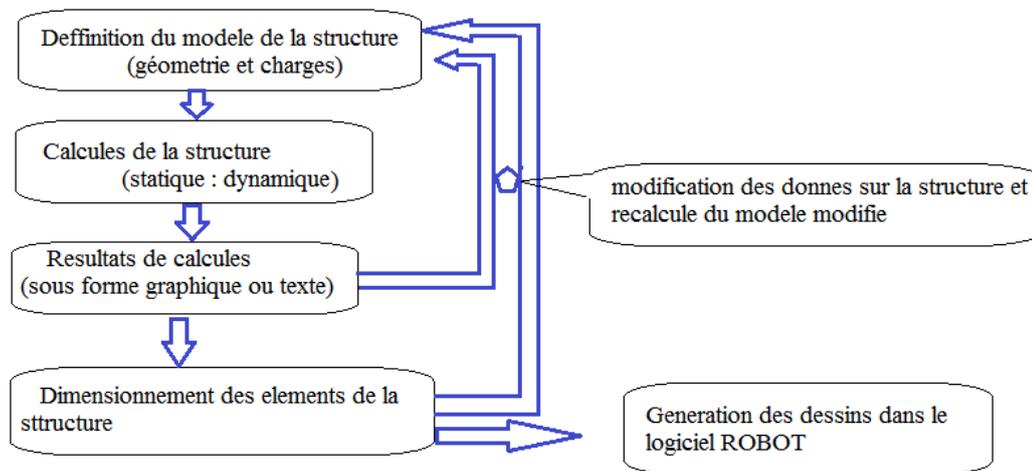
Le mode opératoire du logiciel « ROBOT structurel analysais pro 2018 » peut être divisé en plusieurs étapes :

- ✓ Définition du modèle de calcul de la structure.
- ✓ Calculs (statiques, non linéaire ou dynamiques)

✓ Dimensionnement des éléments de la structure à partir des résultats de calculs obtenus et des dessins d'exécution des éléments dimensionnés (dans logiciel « ROBOT » béton et acier.

5.1.2. Mode opératoire dans logiciel « ROBOT » ⁽¹¹⁾

L'organigramme ci-dessous présente le mode opératoire standard dans le logiciel :



5.1.2.1. Maillage automatique et modélisation avancés ⁽¹²⁾ :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle d'analyse de structure performante, qui intègre de puissantes techniques de génération de maillage permettant aux ingénieurs structure de travailler plus efficacement sur des modèles encore plus complexes. Les outils de définition de maillage automatique facilitent la manipulation manuelle des mailles, la décomposition et le maillage autour des ouvertures de toute forme et de toute taille.

Les nombreux outils de maillage disponibles permettent aux ingénieurs structure de créer plus rapidement un maillage par « ELEMENTS FINIS » de haute qualité sur quasiment n'importe quelle forme de structure.

5.1.2.2. Méthode des éléments finis « MEF » ⁽¹³⁾

La méthode des éléments finis consiste à découper la structure en éléments de forme simple et à choisir une approximation du déplacement sur chaque subdivision. C'est une méthode de « RITZ » 'par morceaux' qui s'adapte aux géométries les plus complexes. Les subdivisions sont les éléments et les connexions entre éléments sont les « Nœuds ».

Il existe 3 grandes familles d'éléments. Les éléments unidimensionnels, bidimensionnels et tridimensionnels.

En **1D**, grâce aux relations de la théorie des poutres, un modèle unidimensionnel s'appuie donc sur les hypothèses restrictives de la RDM.

En **2D**, en utilisant, selon les cas, les théories des membranes, des plaques et des coques. Un modèle bidimensionnel s'appuie sur les hypothèses restrictives de ces différentes théories.

En **3D**, en exploitant les relations de l'élasticité sans aucune hypothèse restrictive. Le travail.

5.1.3. Etapes de calcul avec logiciel «ROBOT ». ⁽¹²⁾

- Démarrage « ROBOT ».
- Définition (choix) de la structure à étudiée.
- Configuration de préférence de l'affaire (unités. Matériaux. Norme de conception, analyse de la structure).
- Géométrie (modélisation des poutres et poteaux).
- Définition des profils des barres.
- Définition des conditions d'appui (nœud à la base de la structure).
- Définition des cas de charges (charge permanente G et charge d'exploitation Q).
- Chargement de la structure (G, Q, vent W, neige S, séisme E).
- Introduction des paramètres de l'analyse sismique.
- Combinaisons d'actions.
- Analyse de la structure.
- Vérifications des résultats.
- Dimensionnement des barres acier.
- Dimensionnement ou calculs des assemblages.
- Liste approvisionnement.
- Dessin d'exécutions (plans).

Pour plus d'information voir annexe.

5.1.4. Vérification de résultat avec le coefficient « **RATIO** ».

C'est un coefficient de tau de travail maximal dans les éléments d'assemblage (boulons, platine, soudure ...). La valeur détermine la valeur plus défavorable entre la charge et capacité de cet élément de l'assemblage. Après le calcul de l'assemblage cette colon du tableau des présente de façon schématique si l'assemblage satisfaisant vis-à-vis de la norme (**Symbole**) ou non (**Symbole**).

Après une clique sur le bouton « NOTE DE CALCULE » le logiciel affiche une boite de dialogue auxiliaire dans le quel vous prouver sélectionner le type de note de calcule (note simplifier ou complète).

La valeur de « **RATIO** » doit être inferieur à **1**.

5.3. Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis a une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z), il s'agit alors de vérifier le poteau les plus sollicité sous les combinaisons les plus défavorables.

Pour notre structure on a pris des poteaux **IPE450**

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl-y} Cm ³	W _{pl-z} Cm ³	i _y mm	i _z mm
IPE 450	77.6	98.8	450	190	14.6	33470	1676	1702	276.4	18.48	4.12

Tab5.1 : Les caractéristique de profile IPE 450

Les efforts interne de poteau le plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

combinaison	N_{sd} (KN)	M_y(KN.m)	M_z(KN.m)	V_y(KN)	V_z(KN)
1. 35G + 1. 5V + 0. 75N	553.05	865.97	72.84	160.56	251.59

Tab 5.2 : sollicitation dans le poteau intermédiaire

5.3.1. Vérification a la résistance :

a. Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de la semelle**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{190}{2 \times 14.6} = 6.5 \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7.9 < 10 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{378.8}{9.4} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 40.29 \leq 72 \quad \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

b. Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

➤ **Suivant y-y**

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{63.21 \times 10^{-1} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 845.26 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = 845.26 \text{ KN} > V_y = 160.65 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

$$0.5V_{ply} = 422.63 \text{ KN} > V_y = 160.56 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Pas de réduction du moment plastique.

➤ **Suivant z-z**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{50.85 \times 10^{-1} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 6780.30 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 678 \text{ KN} > V_z = 251.59 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

$$0.5V_{plz} = 339.2 \text{ KN} > V_z = 251.59 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Pas de réduction du moment plastique.

c. Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier la condition suivante : $N_{sd} < N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 553.05 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{77.6 \times 23.5}{1} = 1823.6 \text{KN}$$

$$N_{sd} < N_{pl,rd} \quad CV$$

5.3.2. Vérification aux instabilités :

a. Vérification au flambement :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot M_{plz,Rd}} \leq 1$$

➤ Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{700}{18.84} = 37.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{37.87}{93.9} = 0.41 > 0.2$$

il ya risque de flambement suivant l'axe y - y

➤ Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{700}{4.12} = 169.90$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{169.9}{93.9} = 1.8 > 0.2$$

il ya risque de flambement suivant l'axe z - z

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 \geq 1.2 \\ t_f = 14.6 \text{mm} \leq 100 \text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{courbe a} \\ Z - Z \Rightarrow \text{courbe b} \end{cases}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection a
y-y	A	$a_y = 0.21$
z-z	B	$a_z = 0.34$

Tab 5.3. : Coefficients de flambement correspondant à la section

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.25 - 0.2) + 0.25^2] = 0.54. \quad \chi_y = 1.3$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(1.8 - 0.2) + 1.8^2] = 1.6 \quad \chi_z = 0.77$$

$$\chi_{min} = \min(0.96; 0.77)$$

Donc : $\chi_{min} = 0.77$

$$N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.96 \times 1 \times 77.6 \times 235}{1 \times 10} = 1750.6 \text{KN}$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.77 \times 1 \times 77.6 \times 235}{10} = 1404.17 \text{KN}$$

$$\begin{cases} N_{sd} = 583.05 \text{KN} < N_{brd,y} = 1750.6 \text{KN} & CV \\ N_{sd} = 583.05 \text{KN} < N_{brd,z} = 1404.17 \text{KN} & CV \end{cases}$$

A. Calcul du moment critique :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F. 1.2}$$

$$M_{cr} = 10317.865 \text{KN.m}$$

Avec :

$$B_W = 1 \quad K = 1 \quad c_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 0 \text{cm} \quad G = 0.4 \cdot E$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 1701.8 \times 235}{10317.865}} = 0.38 < 0.4$$

pas de risque de déversement

B. Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_{yz} = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

➤ **Calcul des coefficients réducteurs :**

➤ **Suivant l'axe (Y-Y) :**

$$\mu_y = 0.41 \times (2 \times 2.374 - 4) + \frac{1701.8 - 1499.7}{1499.7} = 0.43$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A f_y} = 1 - \frac{0.43 \times 583.05}{0.96 \times 77.6 \times 235} = 0.985$$

➤ **Suivant l'axe (Z-Z) :**

$$\mu_z = 1.8 \times (2 \times 1.485 - 4) + \frac{276.4 - 176.35}{176.35} = -1.29$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A f_z} = 1 - \frac{-1.29 \times 583.05}{0.77 \times 77.6 \times 235} = 1.05$$

Avec :

$$N_{sd} = 583.05 \text{ KN} \quad M_{y,sd} = 48.74 \text{ KN.m} \quad M_{z,sd} = 23.3 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{77.6 \times 23.5}{1} = 1823.6 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 1701 \times 23.5 \times \frac{10^{-2}}{1} = 399.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 64.95 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{583.05}{0.77 \times 1823.6} + \frac{0.985 \times 48.74}{399.77} + \frac{1.05 \times 23.33}{64.95} = 0.9 < 1 \quad CV$$

5.4. Vérification des traverses :

5.4.1. Charge répartie sur la traverse :

- Poids de la tôle nervurée.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

5.4.2. Caractéristiques de la traverse :

Après introduction des charges sur la structure, le **ROBOT** nous a proposé comme profilé **IPE450** pour les traverses.

5.4.3. Effort sollicitant :

Les efforts interne de traverse le plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

Combinaison	N _{sd}	M _y	M _z	V _y	V _z
1.35G+1.5Q+0.75N	553	865.97	72.84	160.56	251.95

Tab 5.4 : sollicitation dans la traverse

5.4.4. Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{190}{2 \times 14.6} = 6.5 < 10 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{378.8}{9.4} \leq 73 \times 1 \Rightarrow 40.29 \leq 72 \quad \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

5.4.5. Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

➤ **Suivant y-y'**

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{55.48 \times 10^{-1} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 725.73 \text{KN}$$

$$V_{ply} = 752.7 \text{KN} > V_y = 160.56 \text{KN} \quad \text{CV}$$

$$0.5V_{ply} = 376.3 \text{KN} > V_y = 160 \text{KN} \quad \text{CV}$$

Pas de réduction du moment plastique.

➤ **Suivant z-z**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{73.4 \times 10^{-1} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 995.8 \text{KN}$$

$$V_{plz} = 995 \text{KN} > V_z = 251.59 \text{KN} \quad \text{CV}$$

$$0.5V_{plz} = 497.93 \text{KN} > V_z = 251.95 \text{KN} \quad \text{CV}$$

Pas de réduction du moment plastique.

9.5.6 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier la condition suivante : $N_{sd} < N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 553.05 \text{KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{77.6 \times 23.5}{1} = 1823.6 \text{KN}$$

$$N_{sd} < N_{pl,rd} \rightarrow \text{OK}$$

9.5.7 Vérification au flambement :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot M_{plz,Rd}} \leq 1$$

A. Calcul de χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

➤ Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0.5 \times L}{i_y} = \frac{0.5 \times 800}{18.48} = 21.64$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{21.64}{93.9} = 0.23 > 0.2$$

il ya risque de flambement suivant l'axe y - y

➤ Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{0.5 \times L}{i_z} = \frac{0.5 \times 800}{4.12} = 97.08$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{97.08}{93.9} = 1.03 > 0.2$$

il ya risque de flambement suivant l'axe z - z

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 \geq 1.2 \\ t_f = 14.6 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{courbe a} \\ Z - Z \Rightarrow \text{courbe b} \end{cases}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection a
y-y	A	$a_y = 0.21$
z-z	B	$a_z = 0.34$

Tab 5.5 : Coefficients de flambement correspondant à la section

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.23 - 0.2) + 0.23^2] = 1.06. \quad \chi_y = 0.48$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34(1.03 - 0.2) + 1.03^2] = 1.07 \quad \chi_z = 0.36$$

$$\chi_{min} = \min(0.36; 0.48)$$

Donc : $\chi_{min} = 0.24$

$$N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.48 \times 1 \times 77.6 \times 235}{1 \times 10} = 875.32 \text{KN}$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.36 \times 1 \times 77.6 \times 235}{10} = 656.4 \text{KN}$$

$$\begin{cases} N_{sd} = 553.05 \text{KN} < N_{brd,y} = 875.32 \text{KN} & CV \\ N_{sd} = 553.05 \text{KN} < N_{brd,z} = 656 \text{KN} & CV \end{cases}$$

B. Calcul des coefficients K_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.23 \times (2 \times 1.8 - 4) + \frac{1701.8 - 1499.7}{1499.7} = 0.038$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A f_y} = 1 - \frac{0.038 \times 553.04}{0.48 \times 77.6 \times 235} = 0.00024$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot f_y / \gamma_{m1} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{W_{pl.y} \left(f_y / \gamma_{m1} \right)} \leq 1$$

$$\frac{553.05}{656.49} + \frac{0.00024 \times 865.97}{3999.25} = 0.84 < 1 \quad CV$$

5.5. Contreventement

5.5.1. introduction

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

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

5.5.2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

5.4.2. Différente types de contreventement

- Contreventement de toiture (poutre au vent)
- Contreventement de façade (palée de stabilité)

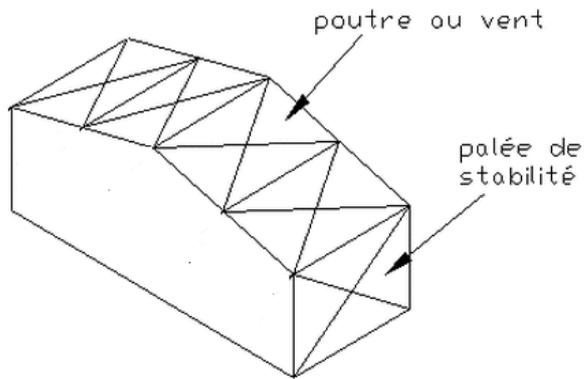


Figure 5.1 : contreventement horizontal et verticales

5.4.3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

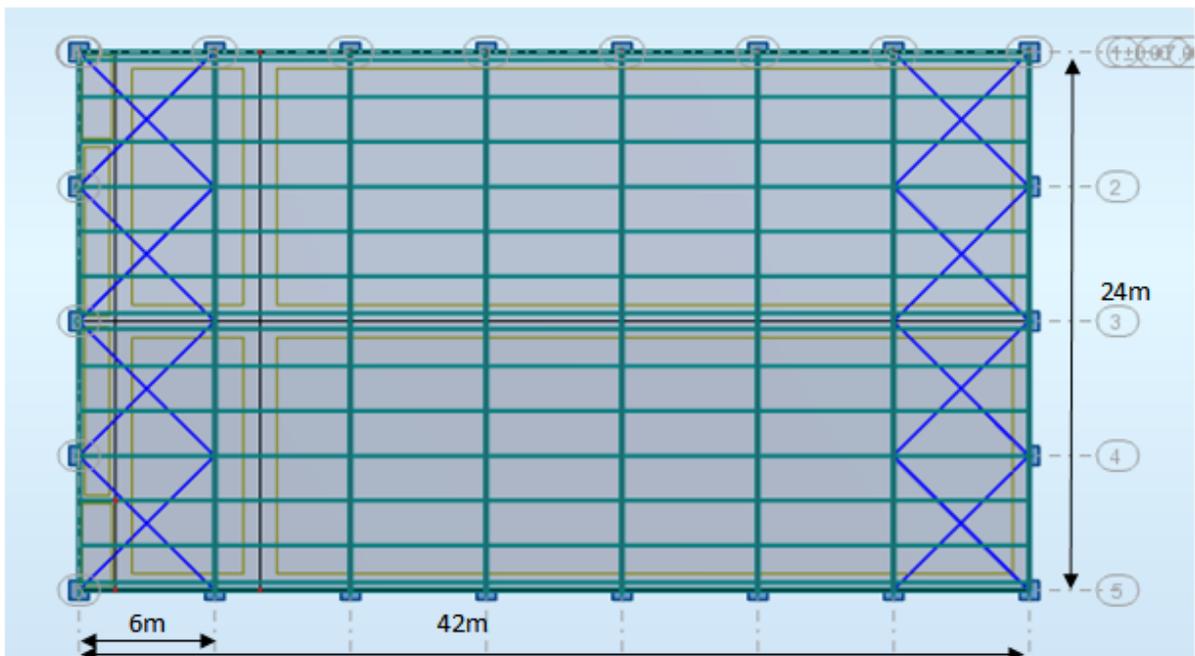


Figure 5.2 : Vue en plan de la poutre au vent

5.4.4. Evaluation des efforts du vent.

Comme on l'a vu dans l'étude du vent, la paroi BC reçoit une valeur maximale du vent quand le souffle perpendiculairement au pignon.

$$W_e = V_e = 308.02 \text{ daN/m}$$

On calcul les contreventements pour supporter les efforts engendrés par un vent extrême qui multipliant cette valeur par la portée entre axe des potelets 8m.

$$W_e = V_E = 308.02 \times 8 = 2464.16 \text{ daN}$$

La force ponctuelle horizontale en tête du potelet

$$W_e = V_E = 2464.12 \text{ daN}$$

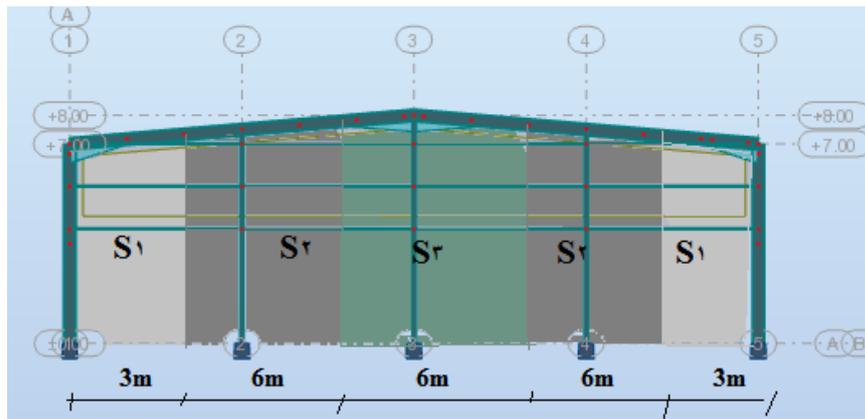


Figure 5.3 : pignon

5.4.4.1. Evaluation des efforts horizontaux

a. Les surfaces sont donc comme valeur :

$$S_1 = \frac{7 + 7.5}{2} \times 3 = 21.75 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 7.5 \times 6 = 45 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$$

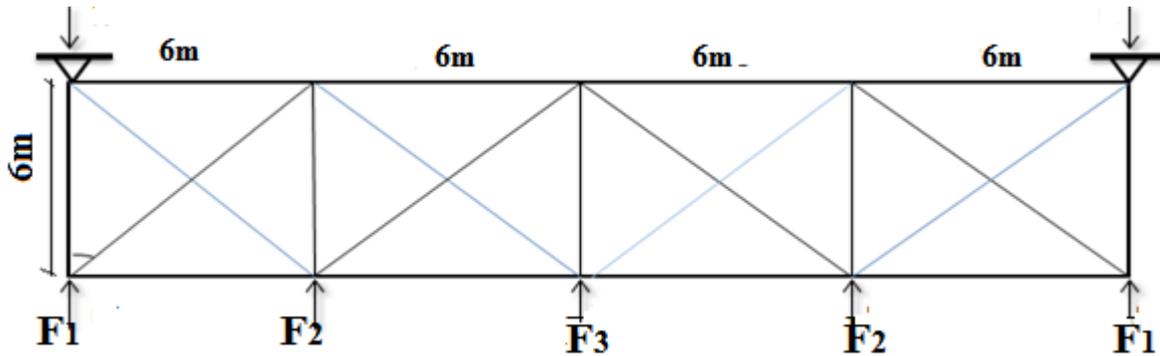


Figure 5.4 : Poutre au vent

b. Les actions aux nœuds de la poutre au vent ont donc les valeurs suivantes :

En prend $V = 17.48 \text{ daN/m}^2$

$$F_1 = 51.33 \times \frac{21.75}{2} = 558.28 \text{ daN} = 5.6 \text{ KN}$$

$$F_2 = 51.33 \times \frac{45}{2} = 1154.92 \text{ daN} = 11.5 \text{ KN}$$

$$F_3 = 51.33 \times \frac{48}{2} = 1231.92 \text{ daN} = 12.3 \text{ KN}$$

$$\sum f_y = 0 \rightarrow Fd \cos \alpha + F1 = R$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 5.6 + 2 \times 11.5 + 12.3}{2}$$

$$R = 23.25 \text{ KN}$$

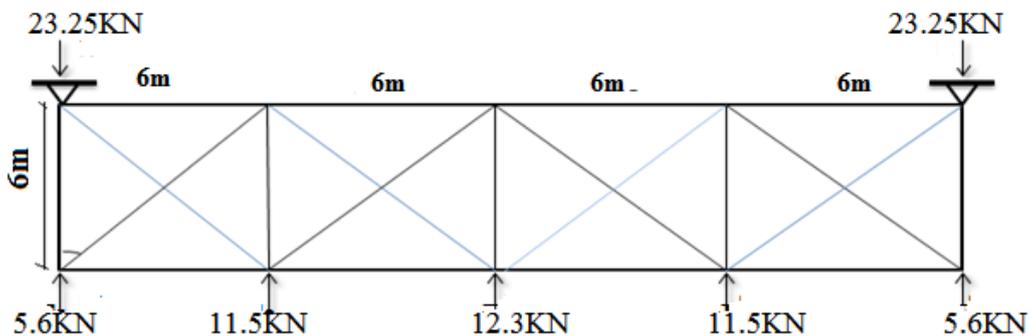


Figure 5.5 : valeurs des forces et réactions.

- Les valeurs des efforts dans chaque élément sont données dans le tableau ci-contre :
- Les résultats sont obtenus avec logiciel ROBOT sous la combinaison :

$$1.35G + 1.5V + 0.75N$$

Tab5.5 : valeurs des efforts dans les barres obtenues par « ROBOT ».

Barre	Nœud	Cas	F_x (KN)	Barre	Nœud	Cas	F_x (KN)
276	4	8	133.23	284	34	8	-115.49
276	50	8	131.74	284	142	8	-116.97
277	9	8	-115.02	285	39	8	133.09
277	45	8	-116.52	285	128	8	131.61
278	10	8	140.76	286	128	8	-89.77
278	50	8	139.29	286	40	8	-91.25
279	5	8	-87.97	287	142	8	139.01
279	61	8	-89.43	287	35	8	137.53
280	10	8	140.30	288	135	8	-89.53
280	62	8	139.61	288	40	8	-90.14
281	5	8	-88.21	289	149	8	137.92
281	2	8	-88.91	289	35	8	137.32
282	62	8	132.22	290	32	8	-117.18
282	7	8	131.49	290	149	8	-117.87
283	7	8	-116.34	291	37	8	131.61
283	61	8	-117.02	291	135	8	131

$N_{t\ sd\ max} = -117.01\text{KN}$: Effort de traction dans la barre 283

$N_{c\ sd\ max} = 140.78\text{ KN}$: Effort de compression dans la barre 278

5.4.4.2. Justification des poutres au vent (contreventements)

On choisit une cornière $2\text{CEA}70 \times 7$ et on vérifié sa résistance

5.4.4.2.1. Les éléments comprimés

a. Vérification au flambement

$$N_{c, Rd} = \frac{\chi\beta_A A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{c, Rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$: Section de classe 1

χ : Coefficient de réduction est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe $a = 0.49$

Axe (z-z) : courbe $a = 0.49$

Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{L_0}{i_y} = \frac{908}{2.12} = 428.6$$

Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{L_0}{i_z} = \frac{908}{2.12} = 428.6$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ Dans notre cas $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 2.63$

Donc $\chi = 0.9428$

$$N_{cRd} = \frac{0.9428 \times 940 \times 235}{1} = 189.3 \text{ KN}$$

$$N_{cSd} = 140.78 \text{ KN} < N_{cRd} = 189.3 \text{ KN} \quad CV$$

b. Résistance plastique de la section brute

$$N_{plRd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \times 235}{1} = 220.9 \text{ KN}$$

5.4.4.2.2. Les éléments tendus

$$N_{tSd} \leq N_{tRd}$$

$N_{tSd} = 117.01 \text{ KN}$: (Calculé par logiciel ROBOT)

a. Résistance ultime

$$A_{net} = A_1 + \zeta A_2$$

$$A_1 = (7 \times 0.7) - (1.97 \times 0.7) = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (7 - 0.7) \times 0.7 = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{(3A_1 + A_2)} = 0.706 \quad \text{donc}$$

$$A_{net} = 3.52 + (0.706 \times 4.41) = 6.64 \text{ cm}^2$$

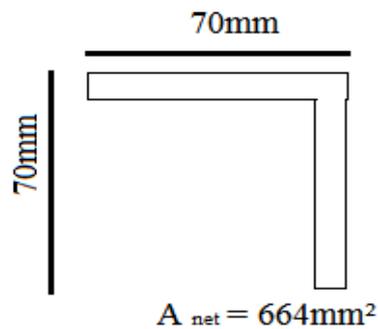


Figure 7.6 : section nette de profilé

$$N_{t\ sd} \leq N_{u\ .Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 6.64 \times 36}{1.25} = 172.11 \text{ KN} \quad CV$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{pl\ Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{664 \times 235}{1} = 156.04 \text{ KN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl\ Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \times 235}{1} = 220.9 \text{ KN}$$

d. Vérification

$$\text{Min} (N_{u,Rd} ; N_{pl\ Rd} ; N_{net\ Rd}) = 156.05 \text{ KN} > 117.01 \text{ KN} \quad CV$$

Donc : les poutres au vent en $L70 \times 70 \times 7$ résistaient au phénomène d'instabilité

5.5.3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

5.5.3.1. Vérification de la panne intermédiaire :

➤ **Flexion déviée (calcul des pannes)**

$G = 0.455 \text{ KN/m}$ (Voir chapitre 2)

$S = 0.573 \text{ KN/m}$ (Voir chapitre 2)

➤ **Compression**

$$V = F_2 = 11.5 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charge**

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5S = 1.47 \text{ KN/m}$$

$$M_{y\ sd} = \frac{Q_{z\ sd}L^2}{8} = \frac{1.47 \cos 5 \times 6^2}{8} = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{y sd} L^2}{8} = \frac{1.47 \sin 5 \times 3^2}{8} = 0.14 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 15.525 \text{KN}$$

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl-y} Cm ³	W _{pl-z} Cm ³	i _y mm
IPE 200	22.4	28.5	200	100	7.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tab5.6 : Les caractéristique de profile IPE 200

Donc :

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 51.7 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 10.48 \text{KN.m}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1} = 669.75 \text{KN}$$

a. Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl, rd}, \frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$0.25 N_{pl, rd} = 167.4 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2 b t_f = 28.5 - (2 \times 10 \times 0.75) = 13.5 \text{cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 13.5 \times 23.5}{1} = 158.62 \text{KN}$$

$$15.50 < \min(167.4, 135.12) \quad CV$$

Il y'a pas interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$\left[\frac{M_{Nz, sd}}{M_{ply, rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \right]^\beta \leq 1$$

On 'a $a = 2$ et $\beta = 1$ section de classe 1

$$M_{Ny, rd} = M_{ply, rd} \quad \text{et} \quad M_{Nz, rd} = M_{plz, rd}$$

$$M_{y sd} = \frac{Q_{z sd} L^2}{8} = 6.85 \text{KN.m}$$

$$M_{z sd} = \frac{Q_{y sd} L^2}{8} = 0.14 \text{KN.m}$$

$$\left(\frac{6.58}{51.7}\right)^2 + \left(\frac{0.17}{10.48}\right)^1 = 0.03 \leq 1 \quad CV$$

b. Incidence de l'effort tranchant :

$$\text{Si : } V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

5.5.4. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

✓ **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

✓ **Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

✓ **Combinaisons à l'ELU**

$G = 0.48 \text{ KN/m}$ Charge permanente

$W = -2 \text{ KN/m}$ (Vent de soulèvement)

$V = F_2 = 11.5 \text{ KN}$ (Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire)

$$Q_u = 1.35G + 1.5W = -2.4 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz,sd} = 1.35 G \cos a = 0.60 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uy,sd} = 1.35G \sin a = 0.06 \text{ KN}$$

✓ **Charge à la flexion**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz,sd}L^2}{8} = \frac{0.6 \times 6^2}{8} = 2.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{uy,sd}L^2}{8} = \frac{0.06 \times 3^2}{8} = 0.07 \text{ KN.m}$$

✓ Charge de compression

$$N_{sd} = 1.5F_2 = 1.5 \times 11.5 = 17.25 \text{ KN}$$

Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z, sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} A f_y} \quad \text{mais } K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,Y,Z} - 4) + \left(\frac{W_{plyz} - W_{elyz}}{W_{elyz}} \right) \quad \text{mais } \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,Y,Z}$: sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

a. Calcul de coefficient de réduction χ_{min}

Avec $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

✓ Flambement par rapport à l'axe fort y - y

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2350}} = 93.9$$

a : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.63$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72.63}{93.9} = 0.777 \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \\ \text{Axe de flambement } y - y \end{array} \right. \Rightarrow \text{la courbe (a)} \quad \text{donc } \chi_y = 0.78$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$\beta_{M,y} = 1.3$ Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\mu_y = 0.86 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{220.6 - 194}{146} = -1.07 < 0.9 \quad CV$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{1.07 \times 17.25}{0.78 \times 28.5 \times 23.5} = 0.96 < 1.5 \quad \text{vérifiée}$$

✓ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} 2$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.92$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{133.92}{93.9} = 1.42 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 1.97 > 1.2 \\ t_f = 7.5 \text{ mm} < 40 \\ \text{axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{la courbe (b)} \quad \text{donc } \chi_z = 0.35$$

$$\mu_z = 1.42 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 28.46}{28.46} = -1.43 < 0.9 \quad \text{vérifiée}$$

$$K_z = 1 - \frac{1.43 \times 17.25}{0.35 \times 28.5 \times 23.5} = 0.9 < 1.5 \quad \text{vérifiée}$$

✓ **La vérification :**

$$\frac{17.25}{0.35 \times 669.75} + \frac{0.96 \times 2.7}{51.7} + \frac{0.9 \times 0.07}{10.48} = 0.126 < 1 \quad CV$$

b. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_Z \times M_{Z,sd}}{M_{plZ,rd}} \leq 1 \quad (1)$$

Avec :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_Z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{Avec } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$\beta_{M,LT}$: sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le déversement

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

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + a_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A}$$

Avec

a_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$a_{LT} = 0.21$: Pour les sections laminées

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profilés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{L_Z / i_Z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_Z / i_Z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300 / 2.24}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300 / 2.24}{20 / 0.75} \right)^2 \right]^{0.25}} = 100.7$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1.06 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.15$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.15 + \sqrt{1.15^2 - 1.06^2}} = 0.625$$

$\beta_{M,y} = 1.3$ Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.06 \times 1.3 - 0.15 = 0.07 < 0.9 \quad CV$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_Z A f_y} = 1 - \frac{0.07 \times 17.25}{0.35 \times 28.5 \times 23.5} = 0.994 < 1 \quad CV$$

La vérification :

$$\frac{17.25}{0.35 \times 669.75} + \frac{0.994 \times 2.7}{0.609 \times 51.7} + \frac{0.9 \times 0.07}{10.48} = 0.12 < 1 \quad CV$$

Le profilé **IPE 200** est adéquat comme panne intermédiaires servent de montant pour les barres des contreventements et aussi convient pour la panne sablière et les pannes courantes.

5.5. Justification des stabilités

5.5.1. Calcul de la palée de stabilité en long-pan

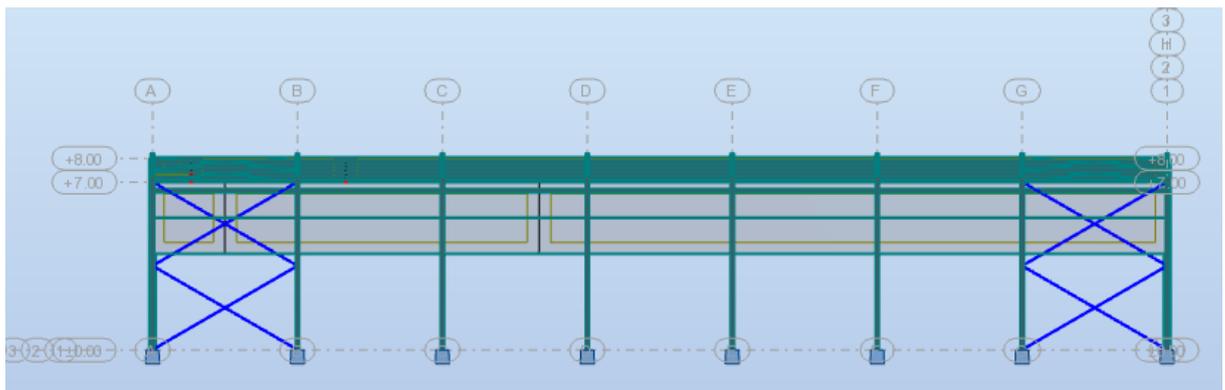


Figure 5.7 : palée de stabilité en long-pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon 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 (LAHLOU, 2004, page 118).

On choisit un double profilé en $2CEA70 \times 7$ et on vérifie sa résistance.

- résultats sont obtenus avec logiciel ROBOT

Tab 5.7 : valeurs des efforts dans les barres obtenues par « ROBOT ».

Barre	Nœud	Cas	F_x (KN)	Barre	Nœud	Cas	F_x (KN)
145	1	8	26.15	153	33	8	-25.43
145	153	8	25.45	153	157	8	-26.12
146	6	8	-24.71	154	38	8	25.77
146	154	8	-25.41	154	158	8	25.07
147	154	8	36.5	155	158	8	-30.74
147	7	8	32.91	155	39	8	-38.37
148	153	8	-31.26	156	157	8	37.19
148	2	8	-38.87	156	34	8	33.52

149	31	8	-24.82	157	3	8	25.83
149	155	8	-25.52	157	159	8	25.14
150	36	8	26.56	158	8	8	-25.04
150	156	8	25.87	158	160	8	-25.74
151	156	8	-32.09	159	160	8	35.8
151	37	8	-39.72	159	9	8	33.95
152	155	8	36.3	160	159	8	-31.08
152	32	8	32.71	160	4	8	-38.65

$$N_{sd} \leq N_{t rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

$$N_{sd} = 37.73 \text{ KN} \quad A = 18.80 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{37.73 \times 1}{23.5} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$1.6 \text{ cm}^2 \leq 18.8 \text{ cm}^2 \quad CV$$

a. vérification au flambement

$$N_{c, Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{c, Rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$: Section de classe 1

χ : Coefficient de réduction est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_{cr} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe $a = 0.49$

Axe (z-z) : courbe $a = 0.49$

Axe (y-y)

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{350}{8.26} = 42.37$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{42.37}{93.9} \sqrt{1} = 0.11$$

Axe (z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 350}{2.24} = 78.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{78.2}{93.9} \sqrt{1} = 0.83$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.83 \text{ donc } \chi = 0.3888$$

$$N_{cRd} = \frac{0.3888 \times 1 \times 18.8 \times 23.5}{1} = 171.8 \text{KN}$$

$$N_{c,sd} = 37.73 \text{KN} \leq N_{cRd} = 171.8 \text{KN} \quad CV$$

5.7. Conclusion

Les profilés choisis résistent aux différents phénomènes d'instabilité et sont donc validés pour constituer les éléments porteurs de notre structure et d'accomplir leur fonctions de résistance et de stabilité structurelles.

Chapitre 06 : Assemblage

6.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants en présence.

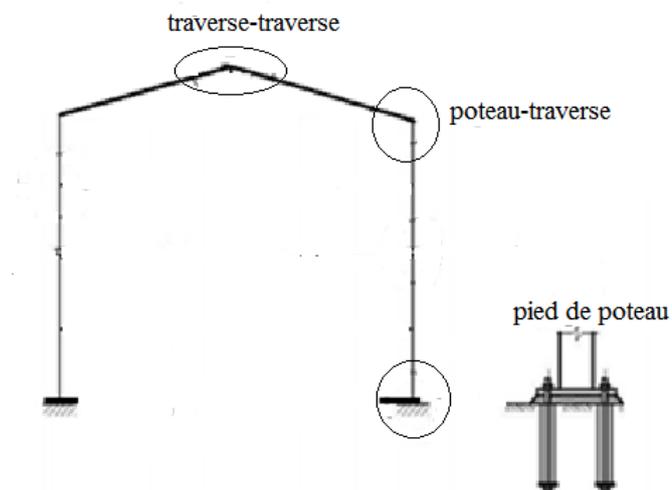


Figure 6.1 : Différents types d'assemblages

Remarque : ce chapitre constitué 2 parties

- 1^{er} partie : calcul de l'assemblage manuelle
- 2^{ème} partie : calcul des assemblages à l'aide de logiciel ROBOT (voire annexe)

5.2. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)
- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages

5.3. Fonctionnement des Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a. le rivetage :

Ce méthode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par ma construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnée.

b. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance. (HR) il comprend une vis à tige .filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

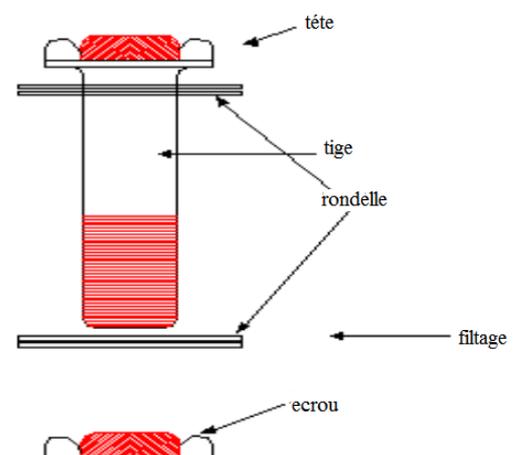


Figure 6.2 : Présentation d'un boulon

On distingue deux types de boulons qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- les boulons ordinaires.
- les boulons à haute résistance.

Boulons	Classe de qualité	F_{yb} (N/mm ²)	F_{ub} (N/mm ²)
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
à haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Tab 5.1 : caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
F_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tab 5.2 : les caractéristiques mécaniques des boulons

c. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

d. Le coulage :

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi les assemblages:

Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
Ø clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	> 14	/	/
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	/	/

Tab5.3 : Principales caractéristiques géométrique

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

5.4. Coefficient de frottement

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment dans :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, ect

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

6.5. Calcul des assemblages

1^{er} partie :

6.5.1. Assemblage traverse –traverse (IPE450-IPE450).

- L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.
- Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

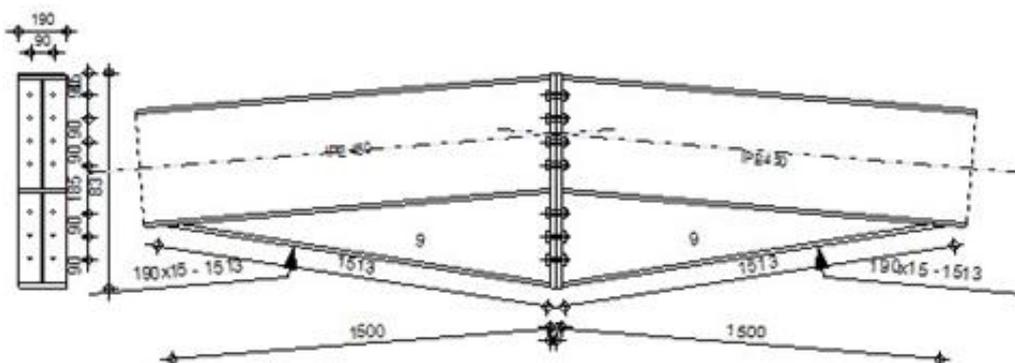
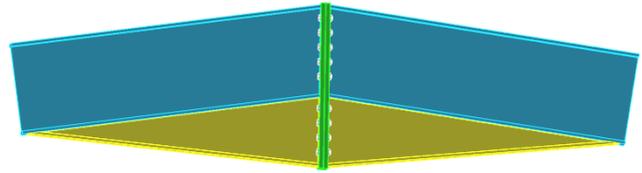


Figure 6.3 : Représentation de schéma d'assemblage traverse –traverse

Figure 6.4: vue de l'assemblage
traverse- traverse



- On choisit des boulons de classe 8.8
- Nombre de boulons = 18
- Traverse : IPE450

Les efforts sollicitant sur la liaison « traverse-traverse » les plus défavorables calculés par logiciel ROBOT sont :

Combinaison	M_{sd} (KN.m)	V_{sd} (KN)	N_{sd} (KN)
13	15.63	45.31	337.36

Tab 6.4: les efforts sollicitant

6.5.1.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 590mm \quad d_2 = 500mm \quad d_3 = 410mm$$

$$\sum d_i^2 = 590^2 + 500^2 + 410^2 = 766200mm^2$$

$$N_i = \frac{Md_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{337.36 \times 10^3 \times 590}{766200} = 259.77KN$$

$$N_2 = \frac{337.36 \times 10^3 \times 500}{766200} = 220.15KN$$

$$N_3 = \frac{337.36 \times 10^3 \times 490}{766200} = 215.74KN$$

6.5.1.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq nF_p \quad \text{Avec} \quad F_p = 0.7f_{ub}A_s$$

$$A_s = \frac{N_1}{0.7f_{ub}n}$$

Avec :

n : Nombre de colonnes des boulons

γ_{mb} : Coefficient de sécurité $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{ub} = 800MPa \quad (\text{tableau 3.3 CCM97})$$

$$A_s = \frac{259.77 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 231.9mm^2$$

On choisit des boulons M20

6.5.1.3. Condition de résistance des boulons :

a. Distance entre axe des boulons

On a $d_0 = 22mm$

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200mm) \\ 2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200mm) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150mm) \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150mm) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 90mm \\ P_1 = 90mm \\ e_2 = 90mm \\ e_1 = 90mm \end{cases}$$

6.5.1.4. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7f_{ub}A_s = 0.7 \times 800 \times 245 = 137.2KN$$

$$M_R = \frac{F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{137.2 \times 766200}{590} = 178.16KN.m > M_{sd} = 15.63KN.m$$

6.5.1.5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction

Il faut vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} = \frac{K_s \mu n (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{MB}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$K_s = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

n = nombre d'interfaces de frottement égale à 1

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{337.36}{2} = 168.68KN$$

➤ Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{45.31}{2} = 22.65KN$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitation

$$F_{V,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1(137.2 - 0.8 \times 168.68)}{1.25} = 29.7KN$$

$$F_{V,sd} = 22.65KN < F_{V,Rd} = 29.7KN \quad CV$$

6.5.1.6. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $F_{t,sd} < B_{prd}$

$$B_{prd} = \frac{0.6\pi d_m t_f f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 32.4 \times 20 \times 235}{1.25} = 229.5KN$$

$$F_{t,sd} = 168.88KN < B_{prd} = 229.5KN \quad CV$$

6.5.1.7. Assemblage platine traverse

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

- **Epaisseur de la platine :**

Soit $e = 20mm$

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3mm < a < 0.5t_w \Rightarrow 3mm \leq a \leq 4.7mm \quad \text{en prend } a = 4mm$$

- **Gorge reliant la semelle**

$$3mm \leq a \leq 0.5t_f \Rightarrow 3mm \leq a \leq 7.3mm \quad \text{en prend } a = 6mm$$

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

- **Cordon âme platine**

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{45.31}{2} = 22.65KN$$

- **Cordon semelle**

$$L = 2b - t_w = 2 \times 190 - 9.4 = 370.6mm$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{15.63 \times 10^3}{370.6} = 42.17KN$$

6.5.1.8. Vérification :

➤ Cordon semelle platine

$$L = \frac{N\sqrt{3}\beta_w\gamma_{Mw}}{af_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe360	Fe430	Fe510
β_w	0.8	0.85	0.9

Tab 6.5: valeur de β_w

$$L = \frac{42.17\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.006 \times 360} = 33.81\text{mm} < L = 370.6\text{mm} \quad CV$$

6.5.2. Assemblage de l'échantignolle :

6.5.2.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles. On dimensionnera le boulon au cisaillement avec R_{vz} (chaque boulon reprend une seule panne)

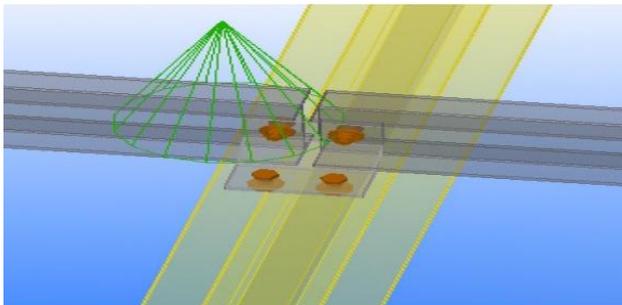


Figure 6.5: Vue perspective de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire à fin de réaliser une articulation.

R_z : réaction de la panne sous la combinaison G-1.5W

$R_{vz\ max} = 13\ \text{KN}$: est celui due au vent

$R_{vy\ max} = 1.12\ \text{KN}$: est celui due au poids propre de la panne.

6.5.2.2. Dimensionnement des boulons :

$$F_{v\ sd} = \frac{R_{vz\ max}}{np} = \frac{13}{1} = 13\ \text{KN}$$

$$F_{V,rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{MB}} \quad \text{donc } A_s \geq \frac{\gamma_{MB} F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 54.16 \text{mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s = 84.3 \text{mm}^2$

6.5.2.3. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_z = R_z d_1$$

R_z : Effort de traction

$$M_z = 13 \times 0.013 = 0.169 \text{KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{Md}{nd}$$

n : Nombre de boulons

$$F_{t,sd} = \frac{0.17 \times 0.013}{2 \times 0.013} = 0.85 \text{KN.m}$$

$$M_y = R_y d_2 = 1.12 \times 0.011 = 0.012 \text{KN.m}$$

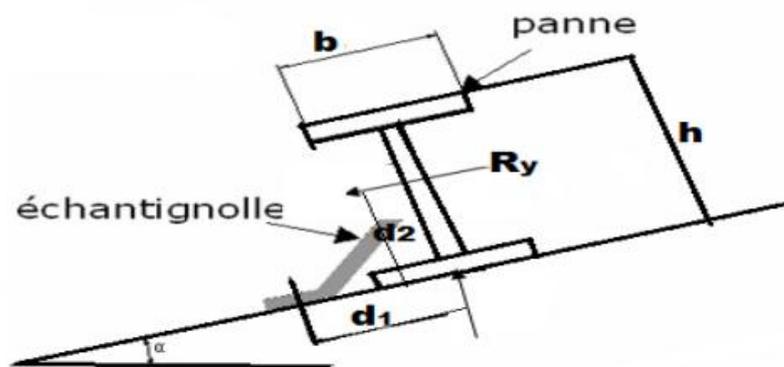


Figure 5.6: vue assemblage échantignolle panne.

6.5.2.4. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$R_{vy \max} = 1.12 \text{KN}$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9A_s f_{ub}}{\gamma_{MB}} = \frac{0.9 \times 84.3 \times 360}{1.25} = 21.9 \text{KN}$$

$$F_{V,rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{MB}} = \frac{0.5 \times 84.3 \times 360}{1.25} = 12.14 \text{KN}$$

$$\frac{0.8}{12.14} + \frac{0.17}{1.4 \times 21.14} = 0.17 \leq 1 \quad CV$$

6.5.2.5. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = \frac{2.5adt_p f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5 \times 1 \times 1.3 \times 0.8 \times 36}{1.25} = 74.88 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 12.14 < F_{p,rd} = 74.88 \text{KN} \quad CV$$

6.5.3. Assemblage poteau-traverse

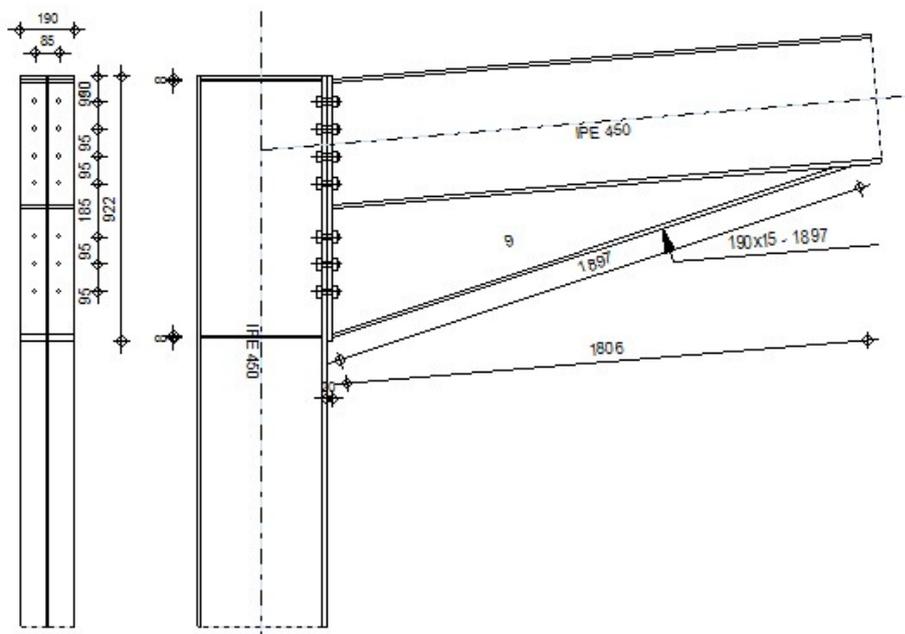
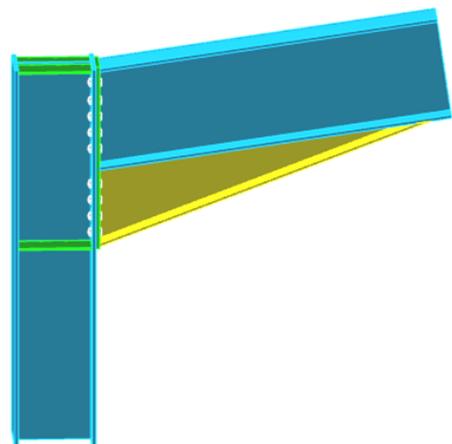


Figure 6.7: Représentation de l'assemblage Poteau-traverse.

Figure 6.8: vue de l'assemblage poteau-traverse.



- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

On choisit 2 files constituée 8 boulons de **classe 8.8**.

Les efforts sollicitant sur la liaison « poteau-traverse » les plus défavorables calculés par logiciel ROBOT sont :

Combinaison	M_{sd} (KN.m)	V_{sd} (KN)	N_{sd} (KN)
1.35G + 1.5Q	50.32	42.19	80.76

Tab 6.6 : les efforts sollicitant

6.5.3.1. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 748mm. \quad d_2 = 658mm. \quad d_3 = 563mm.$$

$$\sum d_i^2 = 748^2 + 658^2 + 563^2 = 1309437mm^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd}d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{50.32 \times 10^3 \times 748}{1309437} = 28.74KN$$

$$N_2 = \frac{50.32 \times 10^3 \times 658}{1309437} = 25.28KN$$

$$N_3 = \frac{50.32 \times 10^3 \times 563}{1309437} = 21.63KN$$

6.5.3.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq nF_p \quad \text{avec} \quad F_p = 0.7f_{ub}A_s$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7f_{ub}n} = \frac{28.74 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 25.66mm^2$$

On choisit des boulons M20 $A_s = 245mm^2$

6.5.3.3. Distance entre les boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t_w; 150\text{mm})$$

$$26.4 \leq e_1 \leq \min(112.8; 150\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t_w; 150\text{mm})$$

$$33 \leq e_2 \leq \min(112.8; 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t_w; 200\text{mm})$$

$$48.4 \leq P_1 \leq \min(131.6; 200\text{mm})$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t_w; 200\text{mm})$$

$$66 \leq P_2 \leq \min(131.6; 200\text{mm})$$

On prend :

$$\begin{cases} P_1 = 85\text{mm} \\ P_2 = 185\text{mm} \\ e_2 = 95\text{mm} \\ e_1 = 95\text{mm} \end{cases}$$

6.5.3.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 245 = 137.2\text{KN par boulon}$$

$$F_p = 137.2 \times 14 = 1920.8\text{KN pour les 8 boulons}$$

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{137.2 \times 1309437}{748} = 240.18\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 50.32\text{KN.m} < M_R = 240.18\text{KN.m} \quad \text{CV}$$

6.5.3.5. Vérification :

➤ Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{80.76}{2} = 40.38\text{KN}$$

➤ Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{t,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{42.19}{14} = 3.01\text{KN}$$

➤ Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (137.2 - 0.8 \times 3.1)}{1.25} = 32.28\text{KN}$$

$$V_{sd} = 3.1\text{KN} \leq V_R = 32\text{KN}$$

6.5.3.6. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $F_{t, sd} < B_{p, rd}$

$$B_{p, rd} = \frac{0.6\pi d_m t_f f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 23.7 \times 14.6 \times 360}{1.25} = 256.66 \text{KN}$$

$$F_{t, sd} = 40.38 \text{KN} < B_{p, rd} = 256.66 \text{KN} \quad \text{CV}$$

6.5.3.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

On doit vérifier que $F_V < F_{t, sd}$

Avec :

$$F_{t, Rd} = \frac{t_w b_{eff} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Ou :

$F_{t, Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: Entraxe des rangées de boulons. (P=90mm)

$$F_{t, Rd} = \frac{9.4 \times 85 \times 235}{1} = 187.76 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad (\text{EC03 - 1 - 8 art 6.2.6.7})$$

$$F_V = \frac{50.32}{0.22 - 0.014} = 238.5 \text{KN}$$

$$F_{t, Rd} = 187.76 \text{KN} < F_V = 238.5 \text{KN} \quad \text{CV}$$

D'où la nécessité d'un raidissage (raidisseur d'épaisseur $e = 8 \text{mm}$)

6.5.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que $F_{V, rd} \leq F_{c, rd}$

$$F_{c, rd} = \frac{f_y t_w b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$B_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau

t_f : Épaisseur de la traverse

t : Épaisseur de la platine

t_p : Épaisseur de la semelle du poteau

$$B_{eff} = 14.9 + 2 \times 20 + 5(14.9 + 21) = 235.5mm$$

$$F_{V,Rd} = 187.76KN < F_{C,Rd} = 520.21KN \quad CV$$

6.5.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{V,Rd}$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.58f_y h t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{0.85 \times 23.5 \times 45 \times 9.4}{1} = 844.9KN$$

$$F_V = 187.76KN < F_{Vrd} = 844.9KN \quad CV$$

6.5.3.10 Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

➤ Épaisseur de la platine :

Soit $e = 20mm$

➤ Gorge reliant l'âme :

$$3mm \leq a \leq 0.5t_w \Rightarrow 3mm \leq a \leq 4.7mm \quad \text{en prend } a = 4mm$$

➤ Gorge reliant la semelle :

$$3mm \leq a \leq 0.5t_f \Rightarrow 3mm \leq a \leq 7.3mm \quad \text{en prend } a = 6mm$$

➤ Distributions des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme platine

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{42.19}{2} = 21.1KN$$

- Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 2 \times 200 - 9.4 = 390.6mm$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{50.32}{390.6 \times 10^{-3}} = 128.82KN$$

6.5.3.11 Vérification :

- Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N\sqrt{3}\beta_w\gamma_w}{af_u} = \frac{128.82\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{6 \times 36} = 1.03cm \ll 39.cm \quad CV$$

6.5.4. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t\ sd} = 43.42\text{KN}$.

6.5.4.1. Assemblage gousset-nœud du portique :

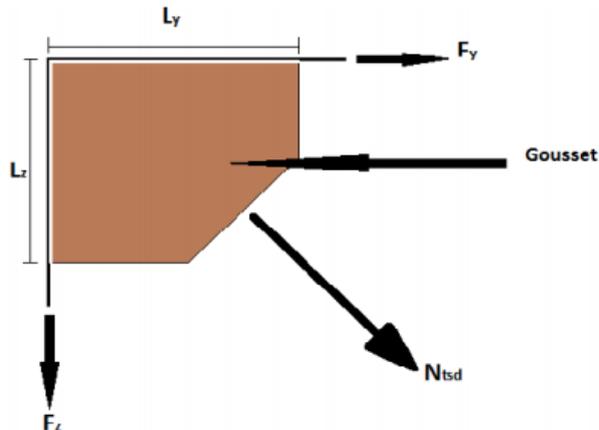


Figure 6.9: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
t (mm)	8	10	12	14	16

Tab 6.7 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a $N_{t\ sd} = 43.42\text{KN}$ donc $t = 10\text{mm}$

a. Pré dimensionnement de la gorge de soudure

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : Épaisseur maximal des pièces assemblées. $t_{\max} = 10\text{mm}$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \quad \text{donc } a = 4\text{mm}$$

La longueur de cordon de soudure est donné par :

$$L \geq \frac{\left(\frac{N}{2}\right) \gamma_{Mw} \beta_w \sqrt{3}}{a f_u} \quad \text{avec } \begin{cases} f_u = 360\text{MPa} \\ \beta_w = 0.6 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6}{3.5} = 1.5 \text{ donc } \alpha = 59.68^\circ$$

$$\text{Donc } \begin{cases} F_y = N_{sd} \cos \alpha = 43.42 \cos 59.68 = 21.91 \text{ KN} \\ F_z = N_{sd} \sin \alpha = 43.42 \sin 59.68 = 37.48 \text{ KN} \end{cases}$$

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

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

b. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose trois boulons dans chaque rangée

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{V, sd} = \frac{V_{sd}}{np}$$

p : Nombre de plan de cisaillement

$$F_{V, sd} = \frac{1.2}{3 \times 2} = 0.2 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons**

$$F_{V, sd} \leq F_{V, rd} = \frac{0.6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s = \frac{F_{V, sd} \gamma_{Mb}}{0.6 f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{0.2 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 800} = 0.53 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M16

- **Disposition géométrique :**

$$\text{Profilé } 2CAE 70 \times 7 \quad t = 7 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 21.6 \leq e_1 \leq 84 \text{ mm} \\ 39.6 \leq P_1 \leq 98 \text{ mm} \\ 27 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{soit} \quad \begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 35 \text{ mm} \\ P_1 = 100 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Vérification vis-à-vis d'assemblage long :**

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 100 = 200 \text{ mm}$$

$$L < 15d = 15 \times 16 = 240 \text{ mm} \quad CV$$

Donc l'assemblage n'est pas long

d. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{p,rd} = \frac{2.5adt_p f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.85; 2.77; 1) \text{ donc } a = 0.74$$

$$F_{p,rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 16 \times 7 \times 800 \times 10^{-3}}{1.25} = 132.6 \text{KN}$$

$$F_{V, sd} = 0.2 \text{KN} < F_{p,rd} = 132.6 \text{KN} \quad CV$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

e. Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{nette}f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2) \quad \text{Avec } \begin{cases} A_1 = (l - d_0)e \\ A_2 = A - d_0e - A_1 \end{cases}$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 814.7 \text{mm}^2$$

$$F_{V, sd} = 0.2 \text{KN} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 814.7 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 211.17 \text{KN} \quad CV$$

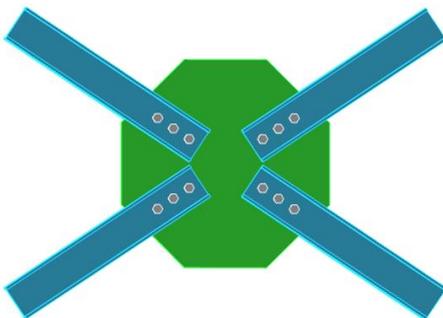
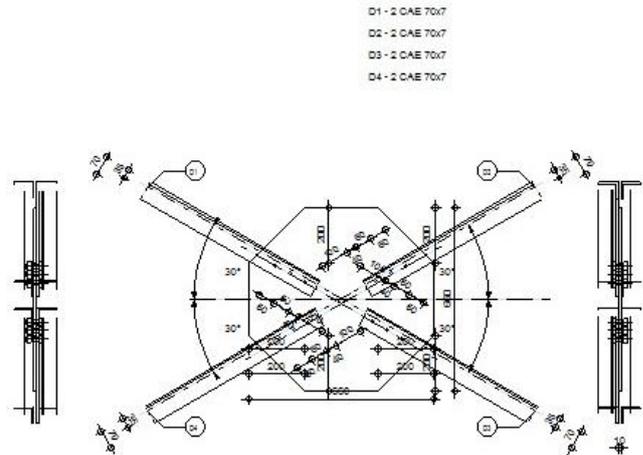
6.5.4.2. Assemblage palée en croix

Figure 6.10 : Assemblage palée en croix

Figure 6.11: schéma d'assemblage de palée en croix



- **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{V, sd} = \frac{V_{sd}}{np} \Rightarrow F_{V, sd} = \frac{1.2}{3 \times 2} = 0.2 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons**

$$A_s = \frac{F_{V, sd} \gamma_{Mb}}{0.6 f_{ub}} \text{ donc } A_s \geq \frac{0.2 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 800} = 0.52 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M16

- **Disposition géométrique :**

$$\text{Profilé } 2\text{CEA}70 \times 7 \quad t = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 35 \text{ mm} \\ P_1 = 100 \text{ mm} \end{cases}$$

- f. **Vérification vis-à-vis d'assemblage long :**

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 100 = 200 \text{ mm}$$

$$L < 15d = 15 \times 16 = 240 \text{ mm} \quad \text{CV}$$

Donc l'assemblage n'est pas long

- g. **Vérification de la pression diamétrale**

$$F_{p, rd} = \frac{2.5adt_p f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{p, rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 16 \times 12 \times 800 \times 10^{-3}}{1.25} = 132.6 \text{ KN}$$

$$F_{V, sd} = 0.2 \text{ KN} < F_{p, rd} = 132.6 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

h. Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{nette}f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,sd} = 0.2KN \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 814.7 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 211.17KN \quad CV$$

6.5.5. Calcul des pieds de poteaux (encastre) :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Figure 6.12 : schéma d'assemblage pieds de poteau

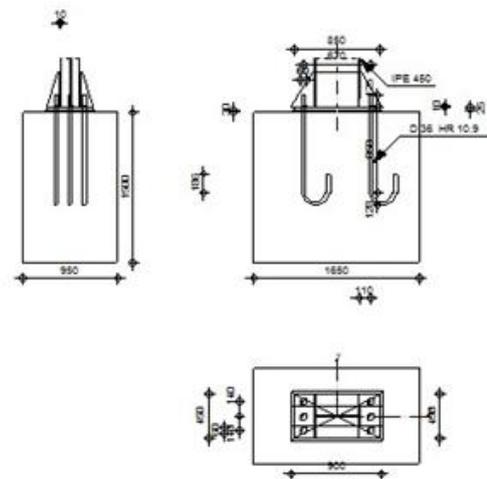
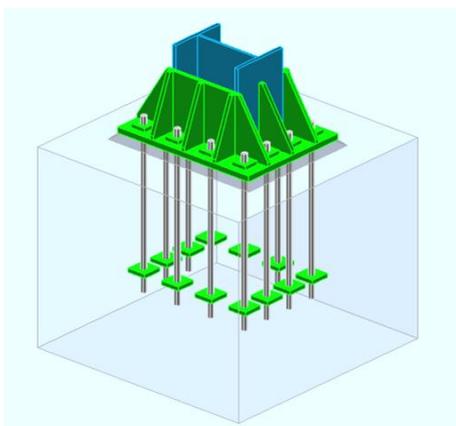


Figure 6.13 : assemblage pieds de poteau

6.5.5.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort le plus défavorable obtenue sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$ $N_{t\ sd} = 1200KN$ et un moment $M_{t\ sd} = 20.55KN$

$$\frac{N_t}{12} \leq \frac{\pi \phi^2 f_y}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{3\pi f_y}} \quad \text{donc} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{1200}{3.14 \times 3 \times 23.5}} = 2.32cm$$

Soit des tiges d'ancrage de 3cm de diamètre

✓ Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles :

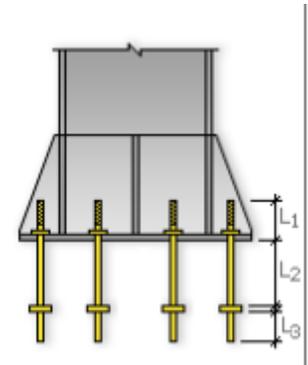
$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{n_b} \quad (CCM97)$$

$$l_1 = 20\phi = 60cm$$

$$l_2 = 2\phi = 40cm$$

$$r = 3\phi = 9cm$$

Figure 6.14: Dimension de la tige d'ancrage



$g_c = 350kg/m^3$: Le dosage en ciment

N_a : Effort normal résistant par scellement d'une tige.

n_b : Nombre des goujons.

$d_1 = 300mm$: Enrobage

On choisit 12 boulons, le diamètre des goujons est donné par l'équation suivante

Donc :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{3}{\left(1 + \frac{3}{41}\right)^2} \times (60 + 6.4 \times 9 + 3.5 \times 40) \geq \frac{200}{6}$$

$$N_a = 229.28 \geq 200KN \quad CV$$

6.5.5.2. Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \quad \text{donc} \quad \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \leq \bar{\sigma}$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\sigma} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$b = h + 2c$$

h : La hauteur de la section IPE450

c : Le déborde donné par $c = (100; 150) \text{mm}$

D'où :

$$a = h + 2c = 450 + 2 \times 150 = 750 \text{mm}$$

$$b = b + 2c = 190 + 2 \times 150 = 490 \text{mm}$$

6.5.5.3. Vérification des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20.55}{1200} = 0.025 \text{m} = 25 \text{mm}$$

$$\frac{D}{12} = \frac{378.8}{12} = 31.65 \text{mm}$$

$$e < \frac{D}{12} \text{ Donc la section est comprimée}$$

Dans ce cas on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$A = 6\pi R^2$$

A : Aire de la section de 6 tiges à gauche du poteau

$$A = 6 \times 3.14 \times 1.5^2 = 42.4 \text{cm}^2$$

$$l = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 25 + \frac{450}{2} + \frac{150}{2} = 445 \text{mm}$$

$$h = h_p + d_1 + \frac{d_1}{2} = 450 + 300 + \frac{300}{2} = 900 \text{mm}$$

$$b = 2d_1 + h_p = 2 \times 300 + 450 = 1050 \text{mm}$$

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

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{90Al}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + 3(44.5 - 90)h'^2 - \frac{90 \times 77.6 \times 42.4}{105} \times h = 0$$

Donc $h' = 111.12 \text{cm}$ (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

6.5.5.4. Vérification des contraintes dans le béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1200 \times 10^3 \times 250}{1050 \times 111.12 \times \left(900 - \frac{111.12}{2} \right)} = 6.09 \text{ MPa} < 14.17 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

6.5.5.5. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{1200 \times 10^3}{4240} \times \frac{445 - 900 + \frac{111.120}{2}}{900 - \frac{111.12}{2}} = 183.86 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

6.5.5.6. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

➤ Vérification dans la section 1-1:

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

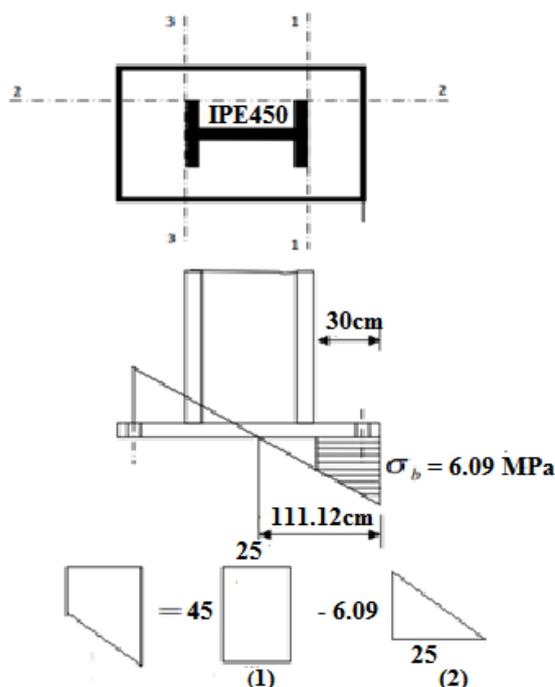


Figure 6.15: Vérification dans la section 1-1

$$M_1 = 200 \times 45 \times \frac{25}{2} = 1.12 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 200 \times \frac{6.09}{2} \times \frac{2 \times 200}{3} = 0.081 \text{KNm}$$

$$M = M_1 - M_2 = 1.04 \text{KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1\text{cm}$ est :

$$\frac{I}{V} = \frac{bt^3/12}{t/2} = \frac{bt^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad \text{donc} \quad t = \sqrt{\frac{1.04 \times 10^2 \times 6}{23.5}} = 3.36 \text{cm}$$

➤ **Contrainte de flexion dans la section 2-2**

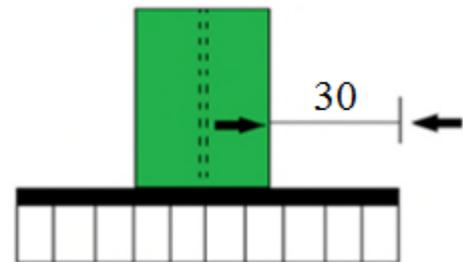


Figure 6.16 : vérification dans la section 2-2

Le même raisonnement on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 1.12 \text{KN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{1.12 \times 10^2 \times 3}{23.5}} = 3.78 \text{cm}$$

➤ **Vérification dans la section 3-3**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A\sigma_a = 4240 \times 183.86 = 779566.4 \text{N}$$

$$M = 77.95 \text{KN.m}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{77.95}{50t^2} \leq f_y \quad \text{donc } t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 77.95}{50 \times 235 \times 10^2}} = 25\text{mm}$$

On prendra une platine d'épaisseur $t = 25\text{mm}$.

NOTE : Reste la 2^{ème} partie dans les annexes.

Chapitre 07 : étude de l'infrastructure.

7.1. Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

7.2. Choix du type de fondation :

Il existe plusieurs types de fondations On distingue :

- superficielles ;
- semi- profondes ;
- profondes.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- le coût du projet.
- La résistance du sol.
- Le type de la structure.
- Le mode constructif de la structure..

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.
- Les délits

✓ La contrainte admissible de notre sol site S_1 est : $\sigma_{so1} = 2.5$ bars. La profondeur d'ancrage : $D = 1.5$ m

7.3. Calculs des fondations sous les poteaux

7.3.1. Calcul des sollicitations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art10.1.4.1.RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$ELS: G + Q$$

$$ELU: 1.35G + 1.5Q$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation durable	
	ELU	ELS
	$1.35G + 1.5Q + 1.5V + 0.7W$	G+Q
N_{sd} (KN)	338.45	206.25
V_{sd} (KN)	39.98	6.07
M_{sd} (KN.m)	58.97	8.91

Tab 7.1 : sollicitation dans la base de poteau IPE450

7.3.2. Pré dimensionnement de la semelle du poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaires ($H*B$).

h et b : Dimension de la platine du poteau considéré. (IPE450)

H et B : Dimension de la semelle.

$h_1 = d + c$; Avec $c = 10$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

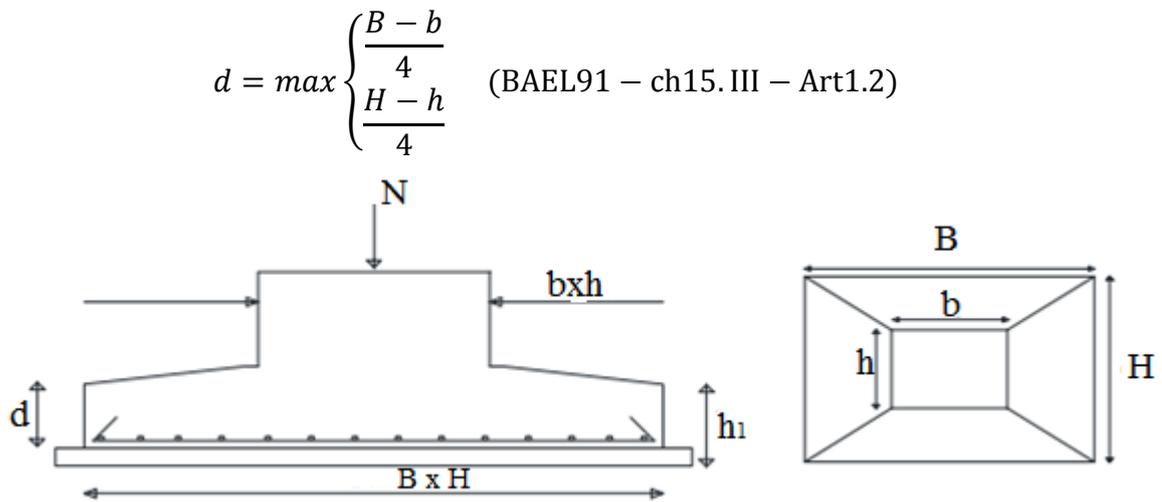


Figure 7.1 : Dimension de la semelle

a. Critère de non poinçonnement

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

$\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{BH} \left(1 + \frac{6e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} \quad h = 45 \text{ cm} \quad b = 19 \text{ cm}$$

7.3.3. Dimensionnement de la semelle.

- Situation accidentelle :

$$\sigma_M \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{BH} \left(1 + \frac{6e_0}{H} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$e_0 = 0.17 \text{ m}$$

$$\frac{338.45}{B \times \frac{0.45 \times B}{0.19}} \left(1 + \frac{6 \times 0.17}{\frac{0.45 \times B}{0.19}} \right) \leq 1.33 \times 250$$

$$61.66B^3 + 143.33B^2 - 332.5 \geq 0$$

$B \geq 2.18 \text{ m}$ On prend $B = 2.2 \text{ m}$

$$B = \frac{b}{h}H \quad \text{donc} \quad H = \frac{Bh}{b} = \frac{2.2 \times 0.45}{0.19} = 2.43 \text{ m}$$

Soit $H = 2.5m$ et $B = 2.2m$

$$d = \max \begin{cases} \frac{B - b}{4} = \frac{2.2 - 0.19}{4} = 0.51m \\ \frac{H - h}{4} = \frac{2.5 - 0.45}{4} = 0.51m \end{cases}$$

Soit $d = 0.5m$

$$h_1 = d + c = 0.5 + 0.05 = 0.55m$$

- **La hauteur de l'amorce de poteau**

$$l_1 = D - h_1$$

D : La profondeur d'ancrage

$$l_1 = 1.5 - 0.55 = 0.95m$$

- **Poids de la semelle**

$$P = HBh_1f_{c28}$$

$$P = 2.5 \times 2.2 \times 0.55 \times 25 = 75.62KN$$

$$N_t = N + P = 338.45 + 75.62 = 414KN$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma < \bar{\sigma}_h$

$$\sigma = \frac{N_t}{AB} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{8.91}{206.25} = 0.04m$$

$$\sigma = \frac{414}{2.5 \times 2.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.5} \right) = 0.82MPa \leq 1.125MPa$$

b. Vérification de la stabilité au renversement

➤ **Selon BAEL**

$$e_0 \leq \frac{H}{6} \quad \text{donc} \quad \frac{M}{N_t} \leq \frac{H}{6}$$

$$\frac{8.91}{414} = 2.1cm \leq \frac{H}{6} = \frac{250}{6} = 41.66cm \quad CV$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite

7.3.4. Détermination des armatures se la semelle

a. Armatures parallèles à $H = 2.5m$

- **ELU**

$$e = \frac{85.97 \times 10^2}{338.45} = 25.4cm \leq \frac{H}{6} = \frac{250}{6} = 41.66cm$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{HB} \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 + \frac{6 \times 254}{2500}\right) = 0.45MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{HB} \left(1 - \frac{6e_0}{H}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 - \frac{6 \times 254}{2500}\right) = 0.29MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.45 + 0.29}{4} = 0.41MPa$$

$$N' = \sigma_{moy}HB = 0.41 \times 2200 \times 2500 = 2255KN$$

$$A_u^{//A} = \frac{\dot{N} \times (H - h)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2255 \times (250 - 450)}{8 \times 45 \times 34.8} = 28.71cm^2$$

- **ELS :**

$$e = \frac{8.91 \times 10^2}{414} = 2.15cm \leq \frac{H}{6} = \frac{250}{6} = 41.66cm$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{HB} \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 + \frac{6 \times 21.5}{2500}\right) = 0.79 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{HB} \left(1 - \frac{6e_0}{H}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 - \frac{6 \times 21.5}{2500}\right) = 0.68MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.79 + 0.68}{4} = 0.76MPa$$

$$N' = \sigma_{moy}HB = 0.76 \times 2500 \times 2200 = 4180KN$$

$$A_s^{//A} = \frac{\dot{N} \times (H - h)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4180 \times (240 - 45)}{8 \times 55 \times 34.8} = 24.42cm^2$$

Alors en choisit

$$A_s = 14HA16 = 28.15cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23Hdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 220 \times 55 \times 2.1}{400} = 14.61 \text{cm}^2$$

- Calcul d'espacement :

$$S_t = \frac{250}{13} = 20 \text{cm}$$

b. Armatures parallèles à B = 2.2m

- **ELU**

$$e = 25.4 \text{cm} \leq \frac{B}{6} = 36.66 \text{cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{HB} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 + \frac{6 \times 254}{2200}\right) = 1.18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{HB} \left(1 - \frac{6e_0}{H}\right) = \frac{414 \times 10^3}{2500 \times 2200} \times \left(1 - \frac{6 \times 254}{2200}\right) = 0.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.18 + 0.21}{4} = 0.94 \text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy}HB = 0.94 \times 2200 \times 2500 = 5176 \text{KN}$$

$$A_u^{//A} = \frac{N' \times (H - h)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5176 \times (250 - 45)}{8 \times 55 \times 34.8} = 66.29 \text{cm}^2$$

- **ELS :**

$$e = 2.15 \text{cm} \leq \frac{B}{6} = 41.66 \text{cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{HB} \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right) = 0.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{HB} \left(1 - \frac{6e_0}{H}\right) = 0.65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.71 \text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy}HB = 0.71 \times 2500 \times 2200 = 3946.2 \text{KN}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N' \times (H - h)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3946.2 \times (450 - 55)}{8 \times 5 \times 34.8} = 18.1 \text{cm}^2$$

Alors en choisit :

$$A_s = 12HA14 = 18.47\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23Bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 220 \times 45 \times 2.1}{400} = 14.61\text{cm}^2$$

- **Calcul d'espacement :**

$$S_t = \frac{210}{14} = 15\text{cm}$$

6.3.4. Disposition constructive :

Les armateurs seront munies des crochets si :

$$\begin{cases} l_s > \frac{H}{4} & \text{Sens H} \\ l_s > \frac{B}{4} & \text{Sens B} \end{cases} \quad \text{avec} \quad l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : Longueur de scellement.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi) $\psi_s = 1.5$ Pour HA.

φ : Diamètre des boulons.

- **Suivant H :**

$$l_s = \frac{2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 70.54\text{cm} > \frac{H}{4} = 62.5\text{cm}$$

- **Suivant B :**

$$l_s = \frac{2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 70.54\text{cm} > \frac{B}{4} = 55\text{cm}$$

Donc les armatures ne seront pas munies de crochets.

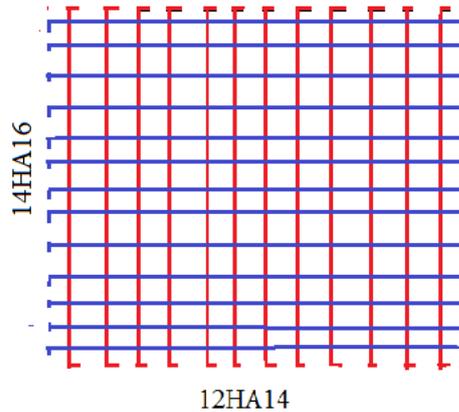


Figure 7.2 : Schéma de ferrailage des semelles

6.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

6.4.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003

25cm × 30cm : Site de catégorie S_1 et S_3 .

30cm × 30cm : Site de catégorie S_4 .

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

6.4.2. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN} \quad [\text{RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b}]$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

Note : la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol

rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S₁) et dans le cas d'un site de catégorie S₂ en zone I. [RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.c]

Nous suggérons $a = 15$

- **ELU:**

$$N_t = \frac{167.38}{15} = 11.15 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{11.15 \times 10^3}{348} = 3.2 \text{cm}^2$$

- **ELS:**

$$N_t = \frac{35.19}{15} = 2.34 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{2.34 \times 10^3}{348} = 0.8 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%b \times h = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.05 \text{cm}^2$$

$$A \geq \max (A_u, A_{ser}, A_{min})$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **8HA12** répartie sur toute la section, avec $A_s = 9.05 \text{cm}^2$

7.4.6. Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espacement maximal sont donnés par le RPA.

$$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 15\emptyset_l \right) = \min(15; 12; 17) = 12 \text{cm} \quad \text{zone courante}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale}$$

Les cadres sont espacés de 12 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

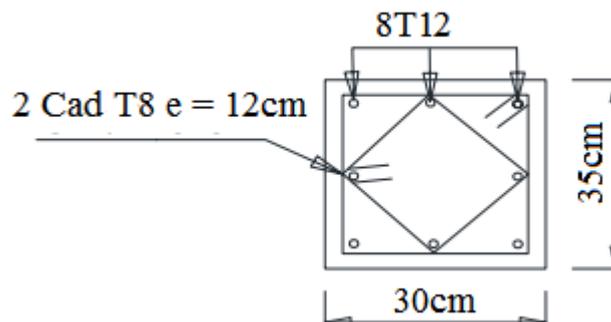


Figure 7.3 : Schéma de ferrailage des longrines

7.5. Ferrailage du fût

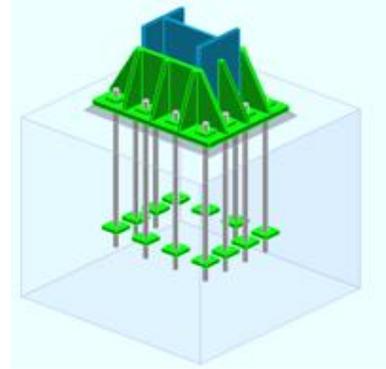
Les fondations sont ancrées à $D = 1.5 \text{ m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en acier (fût) de dimension $1.65\text{m} \times 0.95\text{m}$

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 :

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} M = 40.89 \text{KN.m} \\ N = 167.38 \text{KN} \\ V = 39.98 \text{KN} \end{cases}$$



$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{40.89}{167.38} = 0.24\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1.65}{6} = 0.28\text{m}$$

$e < \frac{h}{6}$: La section est entièrement comprimée.

$$M_{ud} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 40.89 + 167.38 \left(1.5 - \frac{1.65}{2} \right) = 162.24 \text{KN.m}$$

$$N_u(d - c) - M_{ud} = 93.85 \text{KN.m}$$

$$(0.5h - c')f_{bu}bh = 0.805 \times 14.167 \times 10^3 \times 1.65 \times 0.95 = 1851.1 \text{KN.m}$$

$$93.85 < 1851.1 \text{ donc } \begin{cases} \hat{A} = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N \cdot (d - c) - M_{ud}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0.857 - \frac{c}{h}} = 0.45$$

$$\hat{A} = \frac{167.38 - 0.45 \times 1.65 \times 0.95 \times 14.167 \times 10^3}{348 \times 10^3} = -0.28 < 0$$

Donc on ferraille avec : A_s^{min}

$$A_s^{min} = 0.8\% \cdot b \cdot h$$

RPA art 7.4.2.1

$$A_s^{min} = 0.8\% \times 0.95 \times 1.65 = 125.4 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{S\ min} = 14HA20 + 16HA25$

- **Armatures transversales**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) = \min(60; 60; 20) = 20 \text{ cm}$

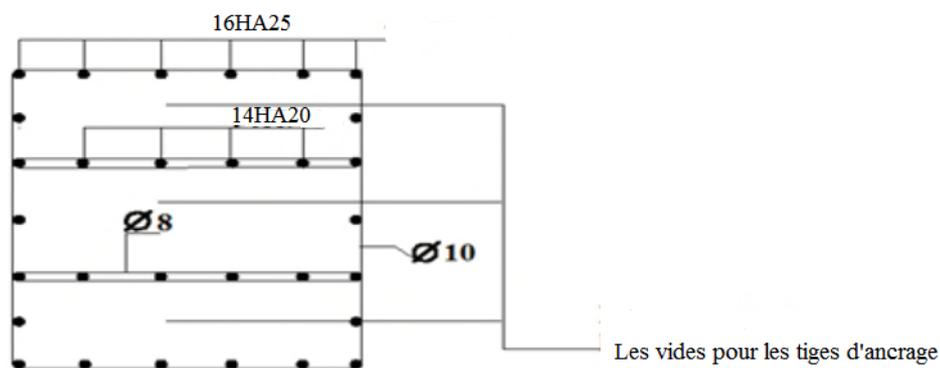


Figure 11.4: Schéma de ferrailage des futs.

7.6. Conclusion :

Tipe de sol S2 ; $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 0.25 \text{ Mpa}$;

- ferrailage de la semelle dans le sens H : **14HA16** , dans le sens B : **12HA14** .
- Coffrage longrine $30 \times 35 \text{ cm}^2$; avec ferrailage de **8HA12**.
- Coffrage de Fut $1.65 \times 0.95 \times 1.50 \text{ m}^3$ avec ferrailage de $A_{S\ min} = 14HA20 + 16HA25$

Conclusion

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion parfait pour mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos années d'étude et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlement techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et de dessin tels que le logiciel *Robot Structural*, et les dessins des sections avec le logiciel *Auto-Cad*.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables par assurer la stabilité de la structure sous différents charges (Neige et Vent, séisme, à L'ELU....) suivant la règle moises au point par les différents règlements de calcul.

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Les références bibliographiques :

(1) EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.

(2) Règles définissant les effets de la Neige et Vent, 2013.

(3) Conceptions et Calculs des structure en Acier

(4) maps.google.com

(5) formation des enseignants « sciences et technologies de l'industrie et de développement durable »

(6) LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985
11^{émé} édition

(7) DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger

(8) Lahlou Dehmani; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2004

(9) DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger

(10) Calcule des Structure métalliques selon EC3 jean moral

(11) L. BENSALMA – guide d'utilisation robot millénium- Séminaire du CTC centre – le 15 octobre 2009.

(12) GRZEGORZ BALD, vice-président et directeur technique, Biprostal SA Engineering and Consulting, Pologne.

Mémoire

(13) MIDOUN M^{ed} Hicham & MOSTEFAOUI Walid - Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol – mémoire Master – Univ de Oran 2013

(14) M^{elle} ACHAT Thileli & M^{elle} KEDJOUAR Lila - Etude et conception d'un bâtiment R+5 a usage d'habitation en construction métallique - mémoire Master – Univ de Bejaia- 2015.

(15) REKROUK FATIMA ZOHRA - ÉTUDE D'UN BATIMENT R+1 À STRUCTURE METALLIQUE À USAGE MULTIPLE (CULTUREL ET COMMERCIAL) – mémoire Master – Univ de Beskra-2015.

(16) TRIGUI Hadi Yassine -Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3) - mémoire Master – Univ de Tlemcen.

(17) KHELLAF HANANE & GALI SABRINA - Etude d'un bâtiment à usage industriel à double versants en structure métalliques – mémoire Master- Univ de BBA 2018.

Les logiciels utilisés :

(18) ROBOT

(19) AUTO-CADE

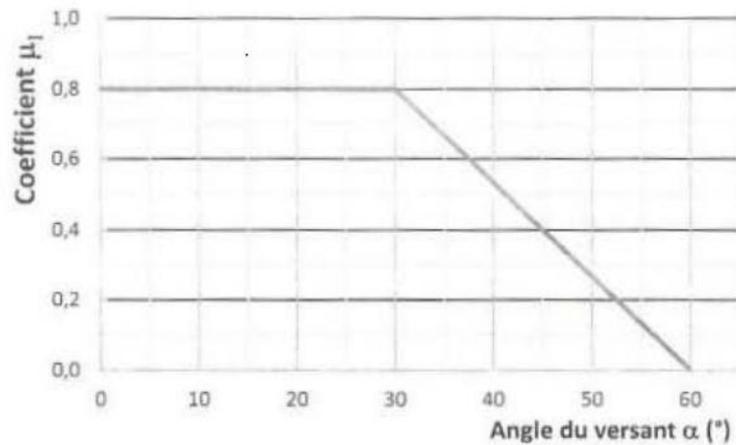
Chapitre 2: Evaluation des charges

1. Neige

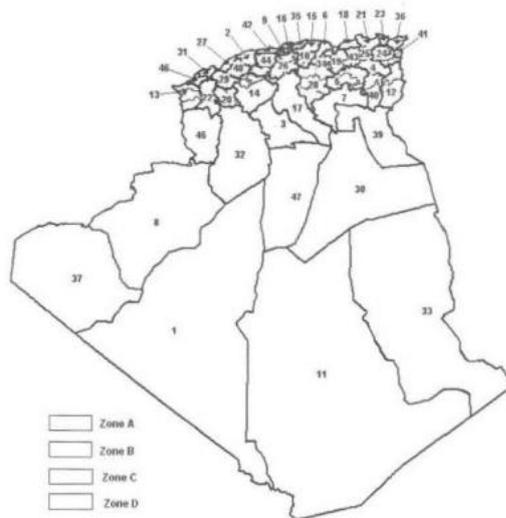
Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants



Cartes de zones Neige

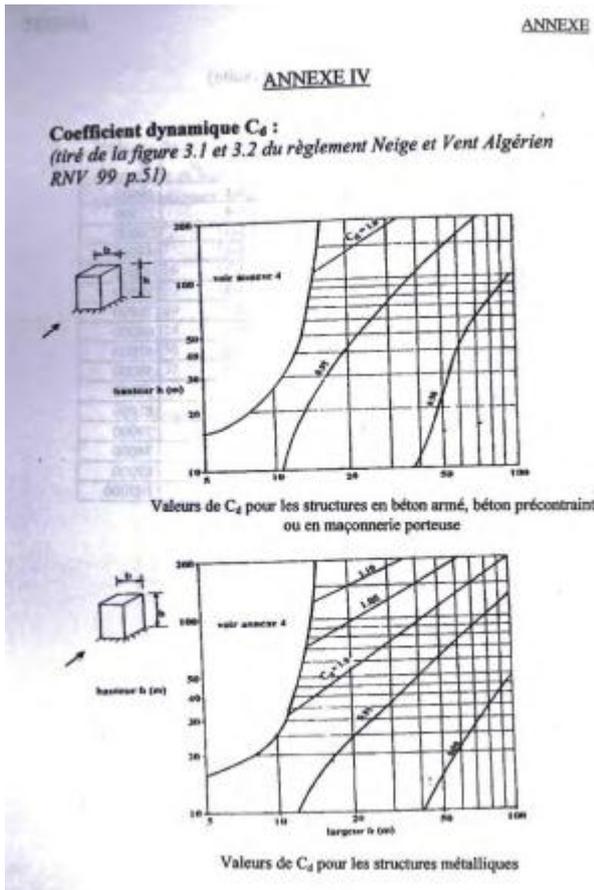


Wilaya	Code	Wilaya	Code	Wilaya	Code
Adrar	01	Djelfa	17	Illizi	33
Chlef	02	Djijel	18	Bordj (Boumerdes)	34
Laghouat	03	Sétif	19	Boumerdes	35
Oum El Bouaghi	04	Souk	20	El Tarf	36
Bama	05	Skikda	21	Tinhouf	37
Bejaia	06	Souk Belabbes	22	Tissemsilt	38
Blakra	07	Amasba	23	El oued	39
Bechar	08	Guelma	24	Khenchela	40
Bisla	09	Constantine	25	Souk Ahras	41
Douira	10	Mébla	26	Tipaza	42
Tamanghasset	11	Mostaghanem	27	Mila	43
Tebessa	12	Méila	28	Ain Delfa	44
Tlemcen	13	Mascara	29	Naama	45
Tiaret	14	Ouargla	30	Ain Timouchent	46
Tizi Ouzou	15	Oran	31	Ghardaia	47
Alger	16	El Beyah	32	Relizane	48

Tableau 4 : Classifications des zones de neige en Algérie

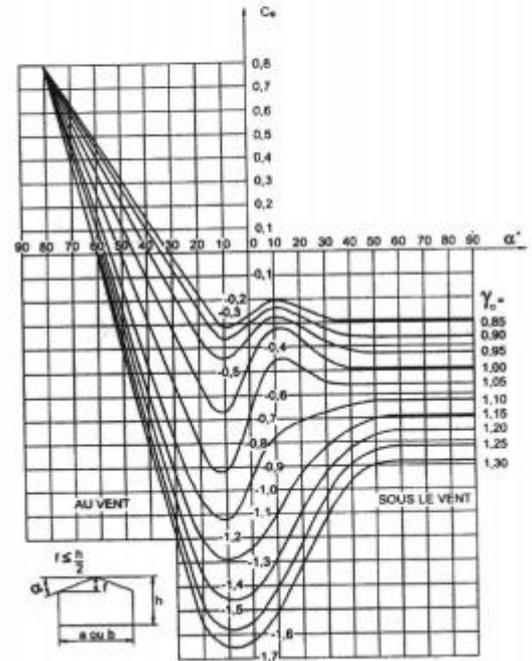
Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
01	ADRAR	II	25	CONSTANTINE	I
02	CHLEF	I	26	MEDEA	I
03	LAGHOUAT	III	27	MOSTAGANEM	I
04	OUM EL BOUAGHI	I	28	M'SILA	III
05	BATNA	I	29	MASCARA	I
06	BEDJAIA	I	30	OUARGLA	II
07	BISKRA	I	31	ORAN	I
08	BECHAR	II	32	EL-BAYADH	II
09	BLIDA	I	33	ILLIZI	I
10	BOUIRA	I	34	B. B. ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	EL TARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZI OUZOU	I	39	EL OUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUK AHRAS	I
18	JJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AIN DEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDI BEL ABBES	I	46	A.TIMOUCHEMENT	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

2. Vent



ANNEXE II

Coefficient de pression extérieure C_e pour les toitures à un ou plusieurs versants plans : (tiré de la figure R-III-6. NV65 p.93)



- Catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	Z_d (m)	Z_{min} (m)	α
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Chapitre 4 : étude sismique

- Classification de site

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

- Coefficient de comportement R

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

- Coefficient C_T

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

- Valeurs de T_1 et T_2

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

- Classification sismique des Wilayas

CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B et C	
	Groupe de communes B	IIb
	El karimia,Harchoun,sendjas,Oued sly,Boukadir	
	Groupe de communes C	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader Hadjadj	
03	LAGHOUAT	I
04	OUN EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	IIa
07	BISKRA	I
08	BECHAR	0
09	BLIDA	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	Groupe de communes B	IIb
	Meftah , Djebabra, Souhane, Larbaa,Ouled Selama,Bougara,Hammam Melouane, Ain Romana	
10	BOUIRA	IIa
11	TAMENRASSET	0
12	TEBESSA	I
13	TLEMCEN	I

➤ chapitre 4: verfection des elements structureux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 30 Poteau IPE 450_30

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.95 L =$

7 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 1.35G+1.5V+0.75N (1+2)*1.35+4*1.50+5*0.75

MATERIAU:

ACIER biskra $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.85$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
$tw=0.9$ cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=63.80$ cm ⁴
$tf=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.92$ cm ³	$W_{plz}=276.39$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 78.79$ kN	$M_{y,Ed} = 34.35$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.13$ kN*m	$V_{y,Ed} = -66.87$ kN
$N_{c,Rd} = 2322.29$ kN	$M_{y,Ed,max} = 48.74$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 23.30$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 775.31$ kN
$N_{b,Rd} = 1527.99$ kN	$M_{y,c,Rd} = 399.95$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 64.95$ kN*m	$V_{z,Ed} = 41.08$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 399.95$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 64.95$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 647.98$ kN
	$M_{b,Rd} = 399.95$ kN*m		$T_{t,Ed} = -1.35$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 103178.65$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=0.24$ m	$Lam_{LT} = 0.06$	$f_{i,LT} = 0.47$	$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.00$ m	$Lam_y = 0.01$
$L_{cr,y} = 0.24$ m	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 1.33$	$k_{zy} = 0.53$



en z:

$L_z = 7.00$ m	$Lam_z = 0.90$
$L_{cr,z} = 3.50$ m	$X_z = 0.66$
$Lam_z = 84.99$	$k_{zz} = 0.99$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 1.33 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 84.99 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 4.7 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2+3)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 4.7 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2+3)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 32 Travers IPE 450_32

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

12.04 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 1.35G+1.5V+0.75N (1+2)*1.35+4*1.50+5*0.75

MATERIAU:

ACIER biskra $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=81.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=19.0 cm

Ay=55.48 cm²

Az=73.40 cm²

Ax=159.03 cm²

tw=0.9 cm

Iy=128249.99 cm⁴

Iz=2512.76 cm⁴

Ix=91.95 cm⁴

tf=1.5 cm

Wply=3639.11 cm³

Wplz=280.78 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -333.06 kN

M_{y,Ed} = -13.90 kN*m

M_{z,Ed} = 49.78 kN*m

V_{y,Ed} = -117.40 kN

N_{t,Rd} = 3737.17 kN

M_{y,pl,Rd} = 855.19 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 65.98 kN*m

V_{y,T,Rd} = 554.29 kN

M_{y,c,Rd} = 855.19 kN*m

M_{z,c,Rd} = 65.98 kN*m

V_{z,Ed} = -15.63 kN

M_{N,y,Rd} = 848.40 kN*m

M_{N,z,Rd} = 65.46 kN*m

V_{z,T,Rd} = 836.28 kN

M_{b,Rd} = 855.19 kN*m

T_{t,Ed} = -3.25 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

M_{cr} = 5704401013.80 kN*m

Courbe,LT - d

L_{cr,low}=0.00 m

Lam_LT = 0.00

f_{i,LT} = 0.42

XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.76 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 7 \text{ G} + \text{Q} \quad (1+2+3) * 1.00$$

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 7 \text{ G} + \text{Q} \quad (1+2+3) * 1.00$$

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 82 Panne_CM66_82**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

$$\text{Cas de charge décisif: } 12 \text{ 1.35G} + 1.5\text{V} + 0.75\text{N} \quad (1+2) * 1.35 + 4 * 1.50 + 5 * 0.75$$

MATERIAU:ACIER biskra $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200**

h=20.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=10.0 cm

Ay=19.58 cm²

Az=14.00 cm²

Ax=28.48 cm²

tw=0.6 cm

Iy=1943.17 cm⁴

Iz=142.37 cm⁴

Ix=6.46 cm⁴

tf=0.9 cm

Wply=220.66 cm³

Wplz=44.61 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -0.66 kN

M_{y,Ed} = -18.28 kN*m

M_{z,Ed} = 0.07 kN*m

V_{y,Ed} = 0.02 kN

N_{t,Rd} = 669.38 kN

M_{y,pl,Rd} = 51.85 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 10.48 kN*m

V_{y,T,Rd} = 265.64 kN

M_{y,c,Rd} = 51.85 kN*m

M_{z,c,Rd} = 10.48 kN*m

V_{z,Ed} = 18.38 kN

M_{N,y,Rd} = 51.85 kN*m

M_{N,z,Rd} = 10.48 kN*m

V_{z,T,Rd} = 189.94 kN

M_{b,Rd} = 18.73 kN*m

T_{t,Ed} = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00

Mcr = 21.17 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.36

Lcr,low=6.00 m

Lam_LT = 1.56

fi,LT = 1.83

XLT,mod = 0.36

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 (6.2.6-7)Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM₀) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM₀) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00 (6.3.2.1.(1))**DEPLACEMENTS LIMITES***Flèches (REPERE LOCAL):*

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2+3)*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL):* Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 200 LISSE BARDAGE _CM66_200
6.00 m**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 12 1.35G+1.5V+0.75N (1+2)*1.35+4*1.50+5*0.75**MATERIAU:**

ACIER biskra fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 175**

h=17.5 cm

gM₀=1.00gM₁=1.00

b=7.0 cm

A_y=17.16 cm²A_z=13.97 cm²A_x=27.06 cm²

tw=0.8 cm

I_y=1269.99 cm⁴I_z=126.36 cm⁴I_x=8.75 cm⁴

tf=1.1 cm

W_{ply}=171.47 cm³W_{plz}=46.88 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -4.78 kN

M_{y,Ed} = 13.11 kN*mM_{z,Ed} = 0.76 kN*mV_{y,Ed} = -0.82 kNN_{t,Rd} = 635.87 kNM_{y,pl,Rd} = 40.30 kN*mM_{z,pl,Rd} = 11.02 kN*mV_{y,T,Rd} = 232.76 kNM_{y,c,Rd} = 40.30 kN*mM_{z,c,Rd} = 11.02 kN*mV_{z,Ed} = 11.00 kNM_{N,y,Rd} = 40.29 kN*mM_{N,z,Rd} = 11.02 kN*mV_{z,T,Rd} = 189.52 kN

Mb,Rd = 13.43 kN*m

Tt,Ed = 0.00 kN*m
Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 23.29 kN*m

Courbe,LT - d

XLT = 0.33

Lcr,upp=6.00 m

Lam_LT = 1.32

fi,LT = 1.79

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.39 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 284 Diagonale_CM66_284 **POINT:** 7
8.50 m

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 1.35G+1.5V+0.75N (1+2)*1.35+4*1.50+5*0.75

MATERIAU:ACIER biskra $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7**

$h=7.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$Ay=9.80 \text{ cm}^2$	$Az=8.82 \text{ cm}^2$	$Ax=18.80 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$Iy=84.60 \text{ cm}^4$	$Iz=199.30 \text{ cm}^4$	$Ix=3.04 \text{ cm}^4$
$tf=0.7 \text{ cm}$	$Wply=31.20 \text{ cm}^3$	$Wplz=46.44 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES: $N_{,Ed} = -198.73 \text{ kN}$ $N_{t,Rd} = 441.80 \text{ kN}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:* $N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$ ***Profil correct !!!***

chapitre 06 : Assemblage

2^{eme} partie :



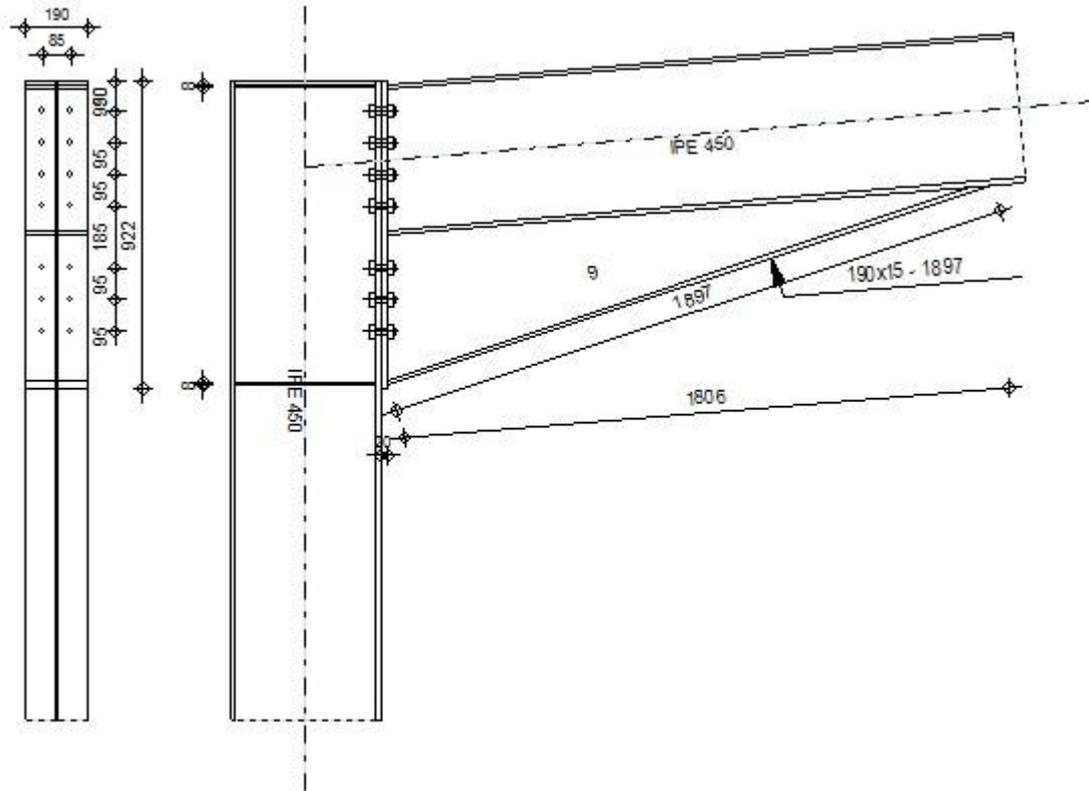
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,10



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 39
Barres de la structure: 30, 32

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 30
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER biskra
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 32
 $\alpha = 4,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER biskra
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 158,76$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 90$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 85$ [mm]
 =
 Entraxe $p_i = 95; 95; 95; 185; 95; 95$ [mm]

PLATINE

$h_p = 922$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 450$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1806$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 18,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: $1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N$ (1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+5*0.75

$M_{b1,Ed} =$	30,21	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	12,14	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	60,65	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-50,32	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-42,19	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-80,76	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	2322,29	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	93,15	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1263,77	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,92	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	399,95	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3671,37$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 862,77$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 862,77$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 887$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 973,19$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 4,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 18,4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 271$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 50,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,87$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 10,82$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2085,77$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1593,61$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 814,86$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 814,86$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 30,21$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -42,19$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$Z = 766$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 60,51$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 50,85$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 50,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 894$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 2,38$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 0,71$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 0,71$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 627,79$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 265$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 50,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$\omega =$	0,87		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	36,42	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	14,45	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	849,85	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	379	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,05		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,77		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	6,73		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	733,02	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	733,02	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	21	-	53	-	95	132	149	132	149	161	121	121	121
2	21	-	53	-	95	132	150	132	150	190	95	95	95
3	21	-	53	-	95	132	150	132	150	190	95	95	95
4	21	-	53	-	140	132	150	132	150	280	140	140	140
5	21	-	53	-	140	132	150	132	150	280	140	140	140
6	21	-	53	-	95	132	150	132	150	190	95	95	95
7	21	-	53	-	95	132	149	132	149	161	121	121	121

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	30	-	53	-	95	188	189	188	189	189	143	143	143
2	30	-	53	-	95	188	185	185	185	190	95	95	95
3	30	-	53	-	95	188	185	185	185	190	95	95	95
4	30	-	53	-	140	188	185	185	185	280	140	140	140
5	30	-	53	-	140	188	185	185	185	280	140	140	140
6	30	-	53	-	95	188	185	185	185	190	95	95	95
7	30	-	53	-	95	188	186	186	186	189	140	140	140

m	- Distance du boulon de l'âme
m_x	- Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	- Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x	- Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	- Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} =$	158,76	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	237,78	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 2222,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 158,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 237,78 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	255,12	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 255,12$	255,12	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 280,81$	280,81	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 308,19$	308,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 414,73$	414,73	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 475,55$	475,55	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 627,79$	627,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 733,02$	733,02	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 973,19$	973,19	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 814,86$	814,86	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	179,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 255,71$	255,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 280,81$	280,81	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 305,83$	305,83	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 408,99$	408,99	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 475,55$	475,55	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 627,79 - 255,12$	372,68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 733,02 - 255,12$	477,90	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 973,19 - 255,12$	718,07	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 814,86 - 255,12$	559,75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 467,40 - 255,12$	212,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 434,56 - 255,12$	179,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 519,49 - 255,12$	264,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 526,72 - 255,12$	271,60	Ame de la poutre - traction - groupe

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	140,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 255,71$	255,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 280,81$	280,81	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 305,83$	305,83	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 408,99$	408,99	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 475,55$	475,55	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 627,79 - 434,56$	193,23	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 733,02 - 434,56$	298,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 973,19 - 434,56$	538,63	Aile de la poutre - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 814,86 - 434,56$	380,30	Ame de la poutre – compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 453,22 - 179,45$	273,77	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 389,62 - 179,45$	210,18	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 694,15 - 434,56$	259,59	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 574,79 - 434,56$	140,23	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 485,63 - 179,45$	306,18	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 419,71 - 179,45$	240,26	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 762,30 - 434,56$	327,74	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 736,57 - 434,56$	302,01	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	53,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 255,71$	255,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 280,81$	280,81	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 305,83$	305,83	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 408,99$	408,99	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 475,55$	475,55	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 627,79 - 574,79$	53,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 733,02 - 574,79$	158,23	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 973,19 - 574,79$	398,40	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 814,86 - 574,79$	240,07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 477,37 - 140,23$	337,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 465,17 - 140,23$	324,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 704,13 - 319,67$	384,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 598,43 - 319,67$	278,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 944,77 - 574,79$	369,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 722,21 - 574,79$	147,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 517,08 - 140,23$	376,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 519,12 - 140,23$	378,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 759,90 - 319,67$	440,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 728,97 - 319,67$	409,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1036,58 - 574,79$	461,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1045,83 - 574,79$	471,05	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 255,71$	255,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 280,81$	280,81	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 305,83$	305,83	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 408,99$	408,99	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 475,55$	475,55	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 627,79 - 627,79$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 733,02 - 627,79$	105,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 973,19 - 627,79$	345,40	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 814,86 - 627,79$	187,07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 501,22 - 53,00$	448,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 532,66 - 53,00$	479,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 727,98 - 193,23$	534,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 649,86 - 193,23$	456,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 954,74 - 372,68$	582,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 737,56 - 372,68$	364,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1195,38 - 627,79$	567,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 817,34 - 627,79$	189,55	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 548,54 - 53,00$	495, 54	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 618,52 - 53,00$	565, 52	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 791,36 - 193,23$	598, 13	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 828,38 - 193,23$	635, 15	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1034,17 - 372,68$	661, 49	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1038,23 - 372,68$	665, 55	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1310,85 - 627,79$	683, 05	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1355,09 - 627,79$	727, 30	Ame de la poutre - traction – groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	814	255, 12	255, 12	280, 81	308, 19	414, 73	317, 52	475, 55
2	719	179, 45	255, 71	280, 81	305, 83	408, 99	317, 52	475, 55
3	624	140, 23	255, 71	280, 81	305, 83	408, 99	317, 52	475, 55
4	529	53, 00	255, 71	280, 81	305, 83	408, 99	317, 52	475, 55
5	344	-	255, 71	280, 81	305, 83	408, 99	317, 52	475, 55
6	249	-	255, 71	280, 81	305, 83	408, 99	317, 52	475, 55
7	154	-	255, 12	280, 81	306, 10	409, 82	317, 52	475, 55

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 452, 14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0, 07 < 1, 00 \quad \text{vérifié} \quad (0, 07)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0, 60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0, 91 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 123, 50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 158, 76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 210, 24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 210, 24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	317, 52	8, 66	255, 12	17, 04	25, 71	232, 72
2	317, 52	8, 66	179, 45	11, 99	20, 65	235, 53
3	317, 52	8, 66	140, 23	9, 37	18, 03	236, 98
4	317, 52	8, 66	53, 00	3, 54	12, 20	240, 22
5	317, 52	8, 66	0, 00	0, 00	8, 66	242, 19
6	317, 52	8, 66	0, 00	0, 00	8, 66	242, 19
7	317, 52	8, 66	0, 00	0, 00	8, 66	242, 19

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1672, 03 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0, 01 < 1, 00 \quad \text{vérifié} \quad (0, 01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	181,21	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	67,14	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	114,06	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	133749,71	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	6,06	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	5,93	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	1,06	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	12,13	<	360,00	vérifié (0,03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	12,01	<	360,00	vérifié (0,03)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	6,06	<	259,20	vérifié (0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	43,59	2590,93
1	814	2	37	39	1	11,11	903,82
2	719	1	29	26	1	8,00	574,81
3	624	1	29	26	1	6,94	432,92
4	529	2	40	38	1	7,68	406,40
5	344	2	40	38	1	5,00	171,80
6	249	1	29	26	1	2,77	68,89
7	154	2	37	38	1	2,10	32,28

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 594 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 50,85 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 594 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 167108,13 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 167108,13 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 47076,88 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2942,31 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

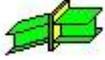
PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

172 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,10



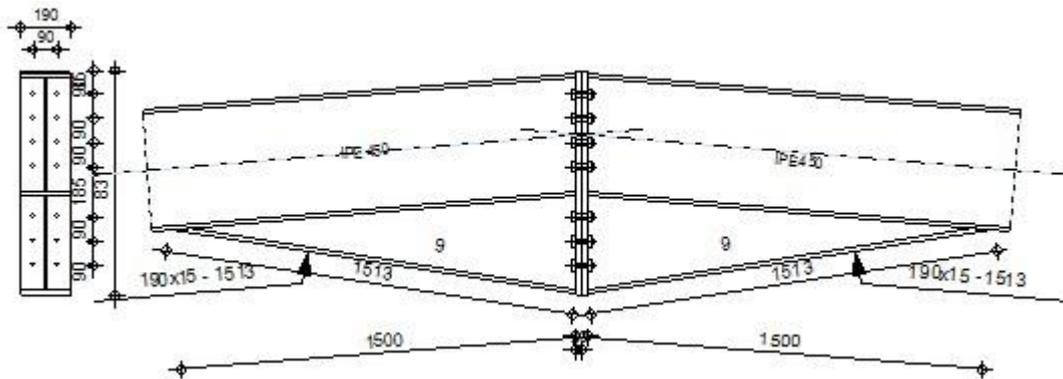
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,22



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 40
Barres de la structure: 31, 32

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 31

$\alpha =$	-175,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER biskra
 $f_{yb} =$ 235,00 [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	32		
$\alpha =$	-4,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER biskra		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	158,76	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	85	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	90	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 185; 90; 90	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	831	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	360	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1500	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	9,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: $1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N (1+2) * 1.35+3*1.05+4*1.50+5*0.75$

$M_{b1,Ed} = 15,63$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 45,31$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 337,36$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 2322,29$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 84,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1148,99$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,92$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 399,95$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3147,91$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 739,76$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 739,76$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 797$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 928,36$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 4,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 9,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 271$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 50,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,87$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2164,03$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1653,85$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 814,86$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 814,86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre}$$

[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	32	-	50	-	90	203	201	201	201	192	150	150	150
2	32	-	50	-	90	203	192	192	192	180	90	90	90
3	32	-	50	-	90	203	192	192	192	180	90	90	90
4	32	-	50	-	138	203	192	192	192	275	138	138	138
5	32	-	50	-	138	203	192	192	192	275	138	138	138
6	32	-	50	-	90	203	192	192	192	180	90	90	90
7	32	-	50	-	90	203	196	196	196	192	145	145	145

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = 158,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$B_{p,Rd} = 330,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

[Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$$

[6.2.6.4], [Tab.6.2]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.3.(1)]

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$$

[6.2.6.5], [Tab.6.2]

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	305,88	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 305,88	305,88	Platine d'about – traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 443,35	443,35	Âme de la poutre – traction
B _{p,Rd} = 660,49	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	201,55	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(2)} = 300,27	300,27	Platine d'about – traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 424,18	424,18	Âme de la poutre – traction
B _{p,Rd} = 660,49	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 507,43 - 305,88	201,55	Platine d'about - traction – groupe
F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 529,48 - 305,88	223,60	Âme de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
-----------------------------------	-------------------------	-----------

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	196,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 468,92 - 201,55$	267,37	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 397,62 - 201,55$	196,07	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 741,89 - 507,43$	234,46	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 728,29 - 507,43$	220,86	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	300,27	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 499,56 - 196,07$	303,49	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 502,55 - 196,07$	306,48	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 734,02 - 397,62$	336,40	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 701,36 - 397,62$	303,74	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1006,99 - 703,50$	303,49	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1032,03 - 703,50$	328,53	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	229,93	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 530,20 - 300,27$	229,93	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 607,48 - 300,27$	307,20	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 764,66 - 496,34$	268,32	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 806,28 - 496,34$	309,94	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 999,12 - 697,89$	301,23	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1005,10 - 697,89$	307,20	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1272,09 - 1003,77$	268,32	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1335,77 - 1003,77$	331,99	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	234,46	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 499,56 - 229,93$	269,63	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 502,55 - 229,93$	272,62	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 764,66 - 530,20$	234,46	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 806,28 - 530,20$	276,08	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 999,12 - 726,27$	272,85	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1005,10 - 726,27$	278,82	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1233,58 - 927,82$	305,76	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1203,90 - 927,82$	276,08	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1506,55 - 1233,70$	272,85	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1534,58 - 1233,70$	300,87	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	269,64	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t,Rd,comp} - Formule	F_{t,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7)} = 302,55$	302,55	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 431,95$	431,95	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 504,10 - 234,46$	269,64	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 518,08 - 234,46$	283,62	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 769,20 - 464,39$	304,81	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 821,81 - 464,39$	357,42	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1034,30 - 764,66$	269,64	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1125,55 - 764,66$	360,89	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1268,76 - 960,73$	308,03	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1324,36 - 960,73$	363,63	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1503,22 - 1162,28$	340,94	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1523,17 - 1162,28$	360,89	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1776,19 - 1468,16$	308,03	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1853,84 - 1468,16$	385,68	Ame de la poutre - traction – groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	729	305,88	-	-	305,88	443,35	317,52	660,49
2	639	201,55	-	-	300,27	424,18	317,52	660,49
3	549	196,07	-	-	300,27	424,18	317,52	660,49
4	459	300,27	-	-	300,27	424,18	317,52	660,49
5	274	229,93	-	-	300,27	424,18	317,52	660,49
6	184	234,46	-	-	300,27	424,18	317,52	660,49
7	94	269,64	-	-	302,55	431,95	317,52	660,49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1737,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	305,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 305,88$	305,88	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 443,35$	443,35	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 928,36$	928,36	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} = 814,86$	814,86	Ame de la poutre – compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	201,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 928,36 - 305,88$	622,48	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 814,86 - 305,88$	508,99	Ame de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 507,43 - 305,88$	201,55	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 529,48 - 305,88$	223,60	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	196,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 928,36 - 507,43$	420,93	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 814,86 - 507,43$	307,43	Ame de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 468,92 - 201,55$	267,37	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 397,62 - 201,55$	196,07	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 741,89 - 507,43$	234,46	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 728,29 - 507,43$	220,86	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 173,17 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	134,26	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 928,36 - 680,60$	247,76	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 814,86 - 680,60$	134,26	Ame de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 499,56 - 173,17$	326,39	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 502,55 - 173,17$	329,38	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 734,02 - 374,72$	359,30	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 701,36 - 374,72$	326,63	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1006,99 - 680,60$	326,39	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1032,03 - 680,60$	351,43	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 300,27$	300,27	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 424,18$	424,18	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 928,36 - 814,86$	113,50	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 814,86 - 814,86$	0,00	Ame de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 530,20 - 134,26$	395,94	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 607,48 - 134,26$	473,21	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 764,66 - 307,43$	457,23	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 806,28 - 307,43$	498,85	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 999,12 - 508,99$	490,14	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1005,10 - 508,99$	496,11	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1272,09 - 814,86$	457,23	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1335,77 - 814,86$	520,90	Ame de la poutre - traction – groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	729	305,88	–	–	305,88	443,35	317,52	660,49
2	639	201,55	–	–	300,27	424,18	317,52	660,49
3	549	173,17	–	–	300,27	424,18	317,52	660,49
4	459	134,26	–	–	300,27	424,18	317,52	660,49
5	274	–	–	–	300,27	424,18	317,52	660,49
6	184	–	–	–	300,27	424,18	317,52	660,49
7	94	–	–	–	302,55	431,95	317,52	660,49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 508,61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 124,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 158,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	305,88	59,38	305,88	9,40	68,78	210,22
2	201,55	39,13	201,55	6,19	45,32	223,35
3	196,07	38,06	173,17	5,32	43,38	224,43
4	300,27	58,29	134,26	4,12	62,42	213,78
5	229,93	44,64	0,00	0,00	44,64	223,73
6	234,46	45,52	0,00	0,00	45,52	223,24
7	269,64	52,35	0,00	0,00	52,35	219,42

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1538,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 168,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 67,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 101,55 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 101272,85 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 27,61 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 27,61 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 4,46 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 55,21 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 55,75 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 27,61 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance N_{pl,Rd}. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,22



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

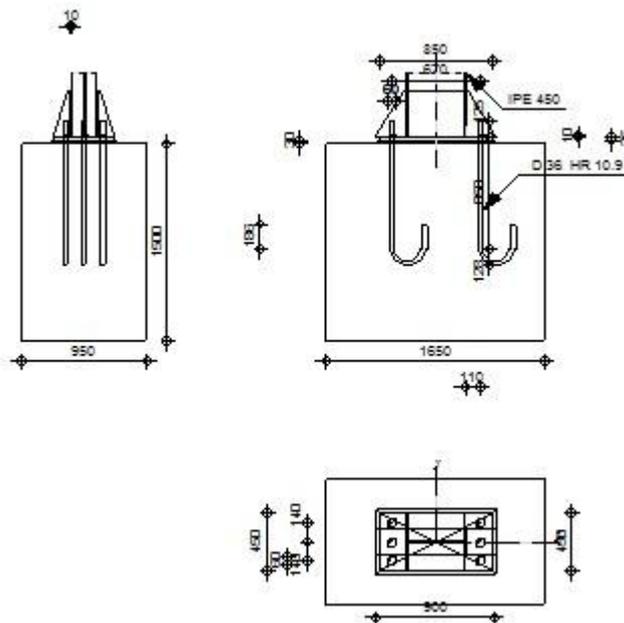
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,24



GENERAL

Assemblage N°: 3

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 38
Barres de la structure: 30

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
Barre N°: 30
 $L_c = 7,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER biskra
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 850$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 450$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 36$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 8,17$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 10,18$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 670$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 140$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 125$ [mm]
 $L_2 = 850$ [mm]
 $L_3 = 256$ [mm]
 $L_4 = 186$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 900$ [mm] Longueur

$l_s =$	900	[mm]	Longueur
$w_s =$	450	[mm]	Largeur
$h_s =$	350	[mm]	Hauteur
$t_s =$	10	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1650	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	950	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1500	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	12	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	8	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 15: E_X

$N_{j,Ed} =$	-4,83	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,17	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	7,44	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-28,13	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	0,03	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 17,99$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 52$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 119$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 294$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 350,01$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 3150,12$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1400,05$ [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 26,67$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 2728,62$	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 864,07$	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 1126,85$	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 7276,33$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 2304,19$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 3004,92$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 6370,42$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 1497,05$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 540$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 2771,58$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 2720,39$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 639,29$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 225$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 2840,36$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 7276,33$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 2304,19$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 2840,36$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1200,00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 600,00$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 612,75$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 600,00$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$			
$f_{ctd} = 1,03$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,96$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,23$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 850$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 214,19$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 327$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{RK,c}^0 = 7.5 [N^{0.5} / mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{RK,c}^0 = 198,03$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$S_{cr,N} = 980$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]

$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]^2 * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{RK,c}^0 = 198,03$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$C_{cr,N} = 490$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 20790,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 15675,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,75$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 335$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/C_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,91$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{RK,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 62,5$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-
$= 6$] béton		1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 850$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]^2 * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{RK,c}^0 = 831,20$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} = 1700$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} = 850$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 46926,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 15675,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,33$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 335$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/C_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,82$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\Psi_{h,N} = 0,92$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 96,76$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 62,56$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 326$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 326$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 81$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 11,96$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 11,96$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 587,50$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 234,83$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 187,69$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 187,69$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 197$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	197	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	230	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	31	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	7,25	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	8,46	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	922,84	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	274,59	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	125,13	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	125,13	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	187,69	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	125,13	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$e_y =$	5828	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	270	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	335	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	119,09	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)
$e_z =$	5	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	113	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	140	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	28,52	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,75$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,75$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} =$	489,87 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,79$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,79$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} =$	518,68 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 10,18$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} =$	242,34 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 6,04$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 61$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$
 $F_{v,Rd,sm} = 166,46$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 135,14$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 125,13$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 603,7$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 $= 8$] [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,98$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,99$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 270,54$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 1068,0$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 $= 8$] [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,46$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,84$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 188,58$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 4,83$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 1,45$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 752,23$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 752,23$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ vérifié (0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ vérifié (0,01)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	2,44 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	22,17 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	84 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	11187,29 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1,30 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	6,33 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	6,33 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	11,05 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,05 < 1,00 vérifié (0,05)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	0,47 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	7,87 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	59 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	12883,99 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,12 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	1,16 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	2,25 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	3,90 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,02 < 1,00 vérifié (0,02)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	1,67 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1,67 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,01 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,19 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00 vérifié (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00 vérifié (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00 vérifié (0,01)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	4,98 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,02 < 1,00 vérifié (0,02)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	1,02 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1,02 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	1,41 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	3,18 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00 vérifié (0,01)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	4,90 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,90 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	4,90	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	5,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	13,08	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,04 < 1,00 vérifié (0,04)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	2,90	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2,90	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	2,08	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	6,82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,02 < 1,00 vérifié (0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	119	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	294	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	326	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	81	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	371	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,40		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	174686,97	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	303686,10	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	197	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	31	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	42	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	371	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,81		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	200062,38	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	15082,74	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,24



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



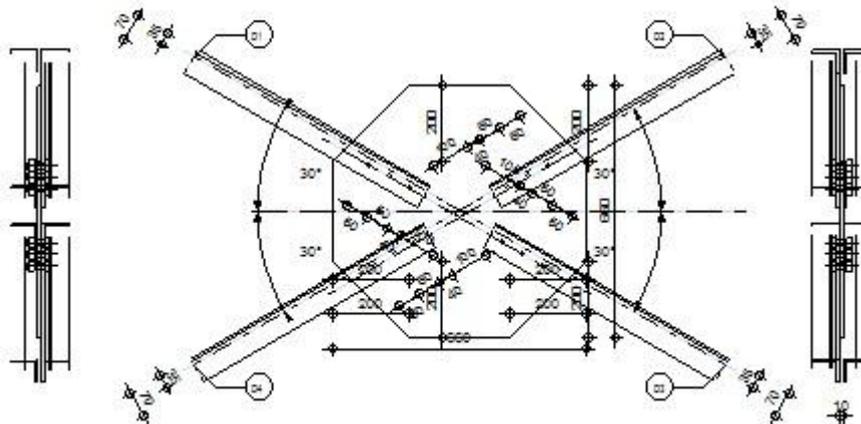
Ratio
0,20

D1 - 2 CAE 70x7

D2 - 2 CAE 70x7

D3 - 2 CAE 70x7

D4 - 2 CAE 70x7



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 163
 Barres de la structure: 134, 132, 133, 131,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	134	132	133	131	
Profilé :	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
h	70	70	70	70	mm
b _f	70	70	70	70	mm
t _w	7	7	7	7	mm
t _f	7	7	7	7	mm
r	9	9	9	9	mm
A	18,80	18,80	18,80	18,80	cm ²
Matériau :	ACIER biskra	ACIER biskra	ACIER biskra	ACIER biskra	
f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	30,3	30,3	30,3	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p =$	660	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	660	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	200	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	200	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	200	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	200	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	200	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	200	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	200	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	200	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v =$	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance
---------	--------	-------	------------

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 13: 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N (1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+5*0.75

$N_{b1,Ed} =$	-42,42	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	41,79	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-43,52	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	40,75	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	77,21	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	-------	------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
----------------	-------------	---------

$\alpha_{bx} =$	0,74	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	vérifié
---------------------	-------------	---------

$F_{b,Rd1x} =$	119,4	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
----------------	-------	------	--	---

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
----------------	-------------	---------

$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,65 > 0,00	vérifié
---------------------	-------------	---------

$F_{b,Rd1z} =$	104,53	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	---	---

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,86$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_M2$	
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_M2$	

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,65$ [kN*m]	Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b1,Ed} * e$	
$F_{NSd} = -14,14$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$	
$F_{MSd} = -5,40$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$	
$F_{x,Ed} = -14,14$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$	
$F_{z,Ed} = -5,40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$	
$F_{Ed} = 15,14$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 100,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 104,53$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -14,14 < 100,58$	vérifié (0, 14)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -5,40 < 104,53$	vérifié (0, 05)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$15,14 < 77,21$	vérifié (0, 20)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction [Tableau 3.8]	
$A = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 8,14$ [cm ²]	Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 * t_f1$	
$N_{u,Rd} = 132,84$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 198,81$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_y) / \gamma_{M2}$	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -21,21 < 132,84$	vérifié (0, 16)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -21,21 < 198,81$	vérifié (0, 11)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,82$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 135,4$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -21,21 < 135,43$	vérifié (0, 16)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$	
-------------------------	---	--

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 119,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 104,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,86 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 116,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$e = 15 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = 0,64 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = 13,93 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = 5,32 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 13,93 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 5,32 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 14,91 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 100,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 104,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |13,93| < 100,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |5,32| < 104,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$F_{Ed} \leq F_{VRd} \quad 14,91 < 77,21 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_3 = 0,57 \quad \text{Coefficient de réduction} \quad [\text{Tableau 3.8}]$$

$$A = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section transversale de la cornière}$$

$$A_{net} = 8,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$$

$$N_{u,Rd} = 132,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{t2}) / \gamma_M$$

$$N_{pl,Rd} = 198,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_M$$

$$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |20,89| < 132,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |20,89| < 198,81 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 1,82 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$A_{nt} =$	1,82	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,05	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	135,4	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,15)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	20,89	<	135,43	vérifié

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,74 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 119,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,65 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 104,53$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,86 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,67$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = N_{b3,Ed} * e$

$F_{NSd} = -14,51$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

$F_{MSd} = -5,54$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = -14,51$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -5,54$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 15,53$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 100,58$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 104,53$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ |-14,51| < 100,58 **vérifié** (0,14)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ |-5,54| < 104,53 **vérifié** (0,05)

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -14,51 < 100,58$	vérifié	(0,14)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$15,53 < 77,21$	vérifié	(0,20)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]	
$A = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 8,14 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$	
$N_{u,Rd} = 132,84 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 198,81 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$	
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -21,76 < 132,84$	vérifié	(0,16)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -21,76 < 198,81$	vérifié	(0,11)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,82 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,05 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 135,4 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -21,76 < 135,43$	vérifié	(0,16)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 119,4 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 104,53 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,58 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116,80 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	15 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 =$	0,62 [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	13,58 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	5,19 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	13,58 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	5,19 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	14,54 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	100,58 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	104,53 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 13,58 < 100,58$	vérifié	(0,14)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 5,19 < 104,53$	vérifié	(0,05)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$		$14,54 < 77,21$	vérifié	(0,19)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,57	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A =$	9,40 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} =$	8,14 [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} =$	132,84 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	198,81 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ 20,38 < 132,84$	vérifié	(0,15)
$ 0,5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ 20,38 < 198,81$	vérifié	(0,10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	1,82 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	8,05 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	135,43 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 20,38 < 135,43$	vérifié	(0,15)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,20

chapitre 7 : étude de l'infrastructure

1 isolée: Semelle38

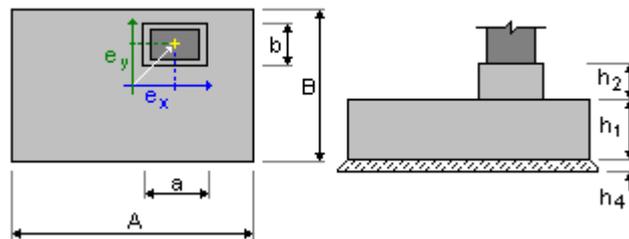
Semelle

1.1 Données de base

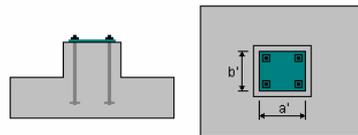
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques: DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 2,50 (m)	a	= 1,65 (m)
B	= 2,20 (m)	b	= 0,95 (m)
h1	= 0,40 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 1,00 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 95,0 (cm)
b'	= 45,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
 - Armature longitudinale caractéristique = 500,00 MPa : type HA 500 résistance
 - Armature transversale caractéristique = 500,00 MPa : type HA 500 résistance
 - Armature additionnelle: caractéristique = 500,00 MPa : type HA 500 résistance
- Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	
1.35G+1.5Q		de calcul	----	48,06	-0,64	8,33	-0,56	-0,38
G+Q	de calcul(poids propre)	----	35,19	-0,47	6,07	-0,41	-0,27	

1.35G+1.5Q+0.9V	de calcul(poids propre)	----	109,69	-2,57	24,50
-1,84 -2,18					
1.35G+1.5Q+0.75N	de calcul(poids propre)	----	66,35	-1,07	13,41
-0,90 -0,54					
1.35G+1.5Q+0.9V+0.75N	de calcul(poids propre)	----	127,97	-2,99	29,59
-2,17 -2,35					
1.35G+1.05Q+1.5V	de calcul(poids propre)	----	149,09	-3,82	34,89
-2,66 -3,36					
1.35G+1.5V+0.75N	de calcul(poids propre)	----	163,46	-4,15	39,04
-2,94 -3,47					
1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N	de calcul(poids propre)	----	167,38	-4,24	39,98
-3,00 -3,53					

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m2)
-----	--------	---------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : 1.35G+1.5Q N=48,06 Mx=-0,56 My=-0,38 Fx=-0,64 Fy=8,33
2/	ELU : 1.35G+1.5Q+0.9V N=109,69 Mx=-1,84 My=-2,18 Fx=-2,57 Fy=24,50
3/	ELU : 1.35G+1.5Q+0.75N N=66,35 Mx=-0,90 My=-0,54 Fx=-1,07 Fy=13,41
4/	ELU : 1.35G+1.5Q+0.9V+0.75N N=127,97 Mx=-2,17 My=-2,35 Fx=-2,99 Fy=29,59
5/	ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V N=149,09 Mx=-2,66 My=-3,36 Fx=-3,82 Fy=34,89
6/	ELU : 1.35G+1.5V+0.75N N=163,46 Mx=-2,94 My=-3,47 Fx=-4,15 Fy=39,04
7/	ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38 Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
8/	ELS : G+Q N=35,19 Mx=-0,41 My=-0,27 Fx=-0,47 Fy=6,07
9/*	ELU : 1.35G+1.5Q N=48,06 Mx=-0,56 My=-0,38 Fx=-0,64 Fy=8,33
10/*	ELU : 1.35G+1.5Q+0.9V N=109,69 Mx=-1,84 My=-2,18 Fx=-2,57 Fy=24,50
11/*	ELU : 1.35G+1.5Q+0.75N N=66,35 Mx=-0,90 My=-0,54 Fx=-1,07 Fy=13,41
12/*	ELU : 1.35G+1.5Q+0.9V+0.75N N=127,97 Mx=-2,17 My=-2,35 Fx=-2,99 Fy=29,59
13/*	ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V N=149,09 Mx=-2,66 My=-3,36 Fx=-3,82 Fy=34,89
14/*	ELU : 1.35G+1.5V+0.75N N=163,46 Mx=-2,94 My=-3,47 Fx=-4,15 Fy=39,04
15/*	ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38 Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
16/*	ELS : G+Q N=35,19 Mx=-0,41 My=-0,27 Fx=-0,47 Fy=6,07

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
 - Glissement
 - Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.38 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.25 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol: $N_1 = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau maximum de la semelle: $N_a = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau du fond de fouille: $N_f = -0,50 \text{ (m)}$

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m3)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m3)
- Angle de frottement interne: 30.0 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme
Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38**
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol
Résultats de calculs: au niveau du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 230,94
(kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 398,32 (kN) Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
Dimensions équivalentes de la fondation:
B' = 1
L' = 1
Épaisseur du niveau: Dmin = 1,40 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

q ELS = 0.25 (MPa)
qu = 0.75 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / γ_f = 0.38 (MPa)
 γ_f = 2,00

Contrainte dans le sol: qref = 0.09 (MPa)
Coefficient de sécurité: qlim / qref = 4.208 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU
Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38**
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 171,07
(kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 338,45 (kN) Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
Surface de contact s = 100,00 (%)
s_{lim} = 10,00 (%)

Soulèvement ELS
Combinaison défavorable: **ELS : G+Q N=35,19 Mx=-0,41 My=-0,27**
Fx=-0,47 Fy=6,07
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 171,07
(kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 206,25 (kN) Mx = -8,91 (kN*m) My = -0,93 (kN*m)
Surface de contact s = 100,00 (%)
s_{lim} = 100,00 (%)

Glissement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38**
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 171,07
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 338,45 (kN) Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
 Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 2,50 (m) B_ =
 2,20 (m)
 Surface du glissement: 5,50 (m²)
 Cohésion: C = 0,02 (MPa)
 Coefficient de frottement fondation - sol: tg(φ) = 0,58
 Valeur de la force de glissement F = 40,20 (kN)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: F(stab) = 279,22 (kN)
 Stabilité au glissement: 6.946 > 1

Renversement

Autour de l'axe OX
 Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38**
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 171,07
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 338,45 (kN) Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
 Moment stabilisateur: M_{stab} = 372,29 (kN*m)
 Moment de renversement: M_{renv} = 58,97 (kN*m)
 Stabilité au renversement: 6.313 > 1

Autour de l'axe OY
 Combinaison défavorable: **ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38**
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 171,07
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 338,45 (kN) Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
 Moment stabilisateur: M_{stab} = 423,06 (kN*m)
 Moment de renversement: M_{renv} = 9,46 (kN*m)
 Stabilité au renversement: 44.71 > 1

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Cisaillement

Combinaison dimensionnante	ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38
Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98	
Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation 1.00 * poids du sol
Charge dimensionnante:	
Nr = 338,45 (kN)	Mx = -58,97 (kN*m) My = -9,46 (kN*m)
Longueur du périmètre critique:	2,50 (m)
Effort tranchant:	35,76 (kN)
Hauteur efficace de la section	heff = 0,34 (m)
Surface de cisaillement:	A = 0,85 (m ²)
Contrainte de cisaillement:	0,04 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible:	1,17 (MPa)
Coefficient de sécurité:	27.73 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38 Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
My = 18,86 (kN*m) A_{sx} = 3,40 (cm²/m)

ELU : 1.35G+1.05Q+1.5V+0.75N N=167,38 Mx=-3,00 My=-3,53 Fx=-4,24 Fy=39,98
Mx = 40,89 (kN*m) A_{sy} = 3,40 (cm²/m)

$$A_{s \min} = 3,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs:

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Espacement réglementaire maximal e_{max} = 0,25 (m)

Fût:

Armature longitudinale A = 31,35 (cm²) A_{min.} = 31,35 (cm²)

$$A = 2 * (Asx + Asy)$$

$$Asx = 5,88 \text{ (cm}^2\text{)} \quad Asy = 9,80 \text{ (cm}^2\text{)}$$

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

$$15 \text{ HA } 500 \text{ 8} \quad l = 2,40 \text{ (m)} \quad e = 1 * 0,98 + 14 * 0,14$$

En Y:

$$17 \text{ HA } 500 \text{ 8} \quad l = 2,10 \text{ (m)} \quad e = 1 * 1,12 + 16 * 0,14$$

2.3.2

Fût

Armature longitudinale

En X:

9 HA 500 12 l = 4,55 (m) e = 1*0,77 + 8*0,19

En Y:

6 HA 500 12 l = 6,00 (m) e = 1*0,42 + 5*0,17

Armature transversale

8 HA 500 6 l = 5,08 (m) e = 1*0,15 + 5*0,20 + 2*0,09