
HALLE DE TENNIS

PROJET DE CONSTRUCTION

Giorgio Giovannini

Génie Civil - MA2
2013

ICOM - Construction Métallique
Prof. Dr. Jean-Paul Lebet
Assistant : Valentin Gavillet



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE



TABLE DES MATIÈRES

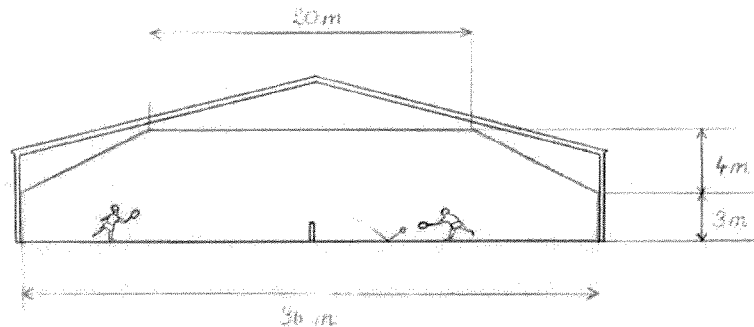
INTRODUCTION	1
MOTIVATION	1
BUTS	1
ETUDE DE VARIANTES	2
VARIANTE 1	2
VARIANTE 2	5
VARIANTE 3	7
CHOIX DE LA VARIANTE A DEVELOPPER.....	8
CONVENTION D'UTILISATION	9
BASE DE PROJET	11
PREDIMENSIONNEMENT	15
DIMENSIONNEMENT	29
CADRE	29
PANNES.....	47
FILIERES	52
ASSEMBLAGES	58
CONTREVENTEMENTS	66
ÉTAGE RESTAURANT.....	70
PROBLEME PARTICULIER	75
MISE EN VALEUR DU PROJET	83
MESURES PRISES	83
AVANT METRE	84
ANALYSE CRITIQUE	85
ANNEXES	86

Introduction

Le but du projet est le dimensionnement d'une halle de sport.

Il s'agit plus précisément de projeter une halle en construction métallique à La Chaux-de-Fonds, couvrant trois courts de tennis (plus prévoir l'extension pour un quatrième court), un restaurant de 50 places ainsi que des vestiaires.

La structure doit respecter le gabarit minimal suivant¹ :



Dans la première partie du travail, trois variantes sont proposées. Une seule est puis retenue est développée dans la suite. Au début, la convention d'utilisation et la base du projet sont établies. Avant de passer au dimensionnement complet de la halle, qui constitue la partie centrale du rapport, il y a un prédimensionnement. Ce dernier est fait aussi pour les deux variantes non retenues. Ensuite, un problème particulier est étudié. Dans la partie conclusive du rapport se trouvent le calcul de l'avant métré, une mise en valeur ainsi qu'une analyse critique de la halle. Tous les plans se trouvent en annexe.

MOTIVATION

J'ai choisi ce projet de construction pour pouvoir appliquer la théorie apprise lors du cours « Structures en métal » du Bachelor et du cours « Structures en métal : Chapitres Choisis » du Master. La matière est en effet très dense et il y a peu de temps pour exercer tous les concepts dans les heures d'exercices.

Ce projet est sûrement un bon complément pour ma formation, vu que je suis en train de faire une spécialisation dans l'ingénierie structurale et vu que j'ai fait mon projet de Bachelor dans le domaine des structures en béton.

La phase de conception ainsi que l'étude de variantes sont des tâches nouvelles et stimulantes. Complété par le dimensionnement, ce projet peut sûrement m'aider à renforcer mes compétences d'ingénieur.

BUTS

Revoir et approfondir les notions apprises pendant les cours est mon but principal. Apprendre à consulter plus rapidement les normes (notamment SIA 263) ainsi que les tables SZS C4 et C5 est aussi important. De plus, ce projet me permettra d'améliorer aussi mes compétences informatiques de Autocad et de Statik (programme retenu pour les calculs).

¹ Fédération Française de Tennis
ICOM-EPFL

Etude de variantes

Dans ce chapitre, trois différentes variantes sont proposées. À la fin, une variante sera choisie et développée.

VARIANTE 1

Description

La première variante prévoit l'espace d'accès et les vestiaires entre les courts de tennis. Le restaurant est situé au premier étage.

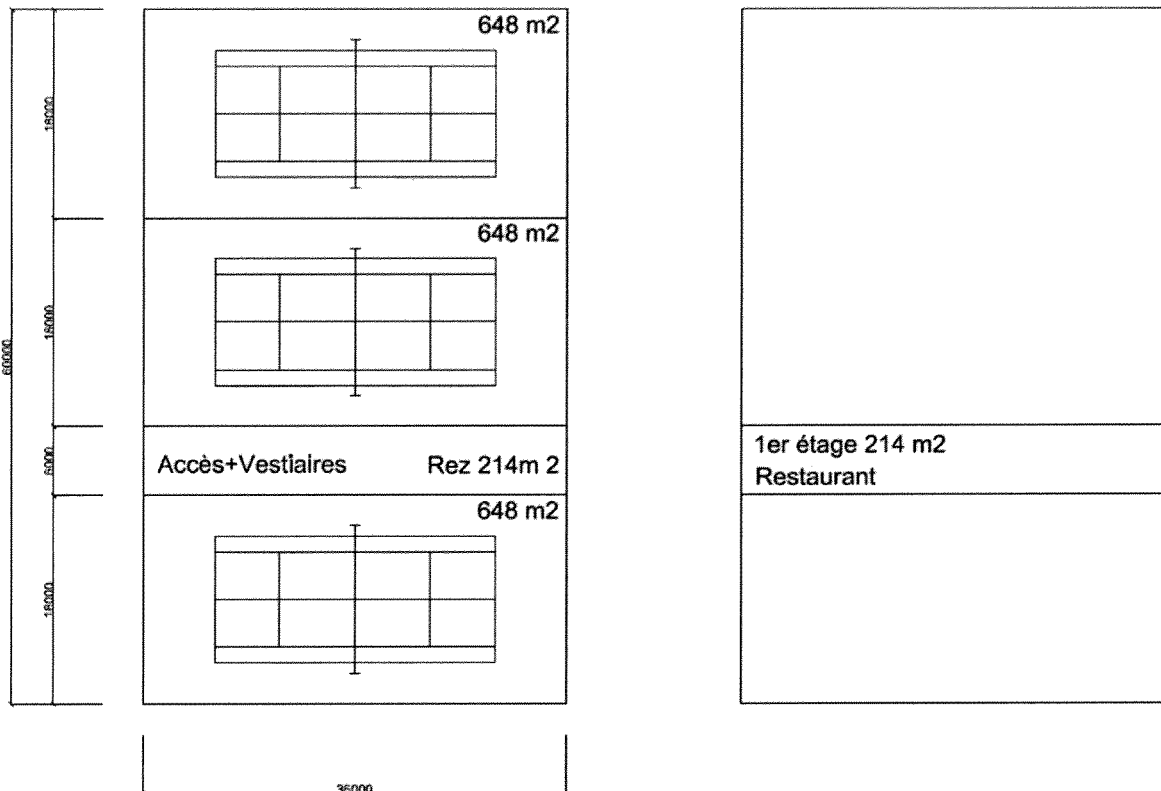


Figure 1 – Organisation de l'espace, variante 1

Pour couvrir cette surface on utilise des cadres qui ont comme traverse une ferme à treillis (triangulation en N). On fixe un espacement des cadres égal à 6 m. Les pieds des montants ainsi que la traverse du cadre sont articulés. On a donc besoin d'un système de contreventement qui stabilise latéralement la structure. Au final, on a besoin d'un contreventement longitudinal et aussi transversal.

Les charges du restaurant sont reprises par un système sommiers-solives. Les sommiers sont liés contre les poteaux du cadre principal (articulation) et s'appuient sur des poteaux intermédiaires (tous les 6 m). Les solives, dont le système statique est une poutre simple, sont espacées de 2 m. Une dalle mixte est réalisée afin de reprendre les efforts.

Avantages et désavantages

Le restaurant au premier étage est sans doute un point fort de cette conception. Cette disposition des éléments permet aussi de mieux organiser l'espace d'accès.

Le choix du treillis est justifiée à cause de la grande portée (>30 m). Le type de treillis en N est classique et particulièrement efficace. Le système statique pensé comporte que les montants sont sollicités en compression sans devoir reprendre un moment. Le treillis plan garantit beaucoup d'espace libre pour jouer (tout ce qu'il y a au-dessous de la membrure inférieure).

Dans les points négatifs du système porteur de cette option, il faut souligner le besoin de mettre le contreventement même dans le sens longitudinal. Le restaurant au premier étage oblige à avoir deux cadres un peu différents (qui prévoient l'attache pour les sommiers). En outre, la toiture « plate » n'est pas optimale pour faire écouler l'eau.

Initialement, la toiture était prévue en shed. Cependant, ce système présente plusieurs points négatifs qui ont exclu cette solution, à savoir :

- Accumulation de neige
- Aspect → plutôt pour une halle industrielle
- Stabilisation → complexe, difficile de prévoir le 4^{ème} court éventuel

Plans et esquisses

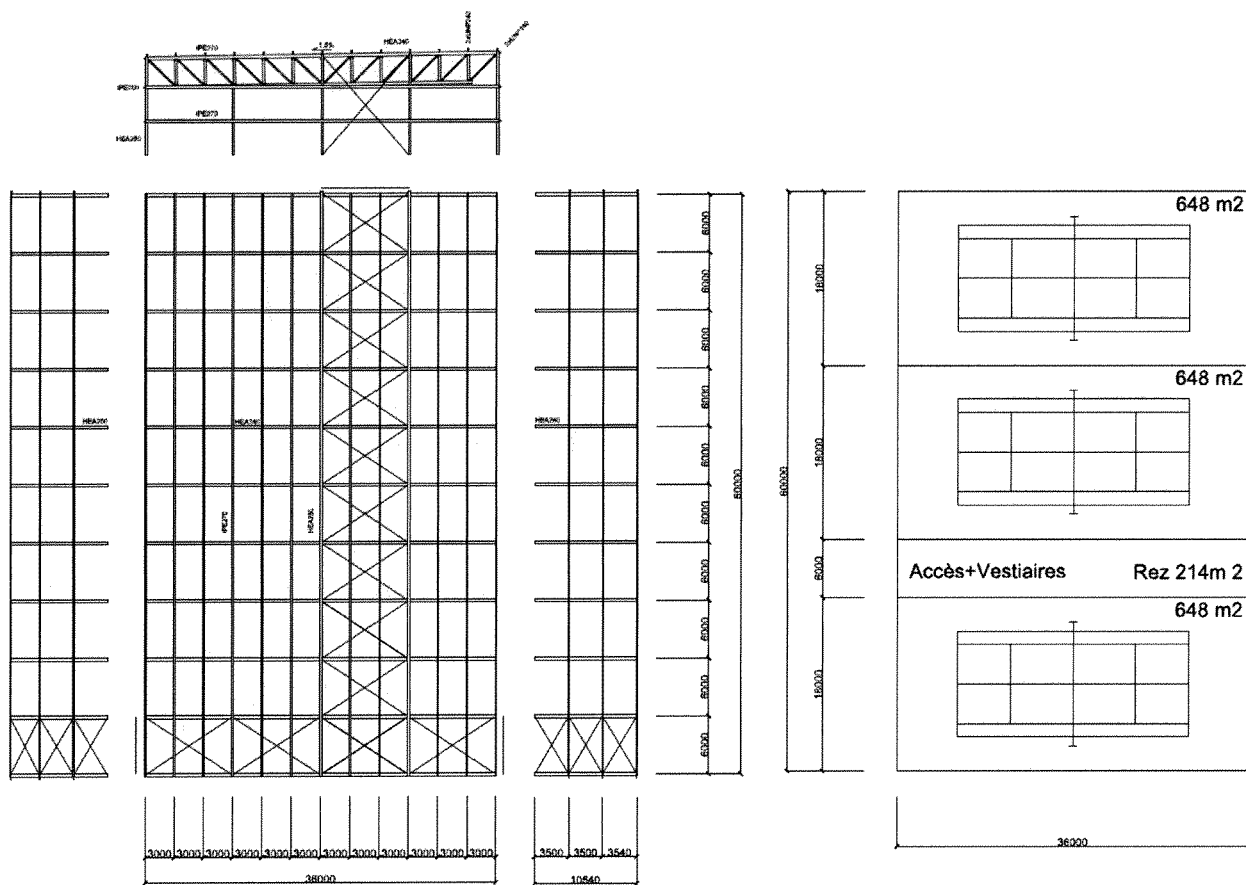


Figure 2 – Vue générale, variante 1

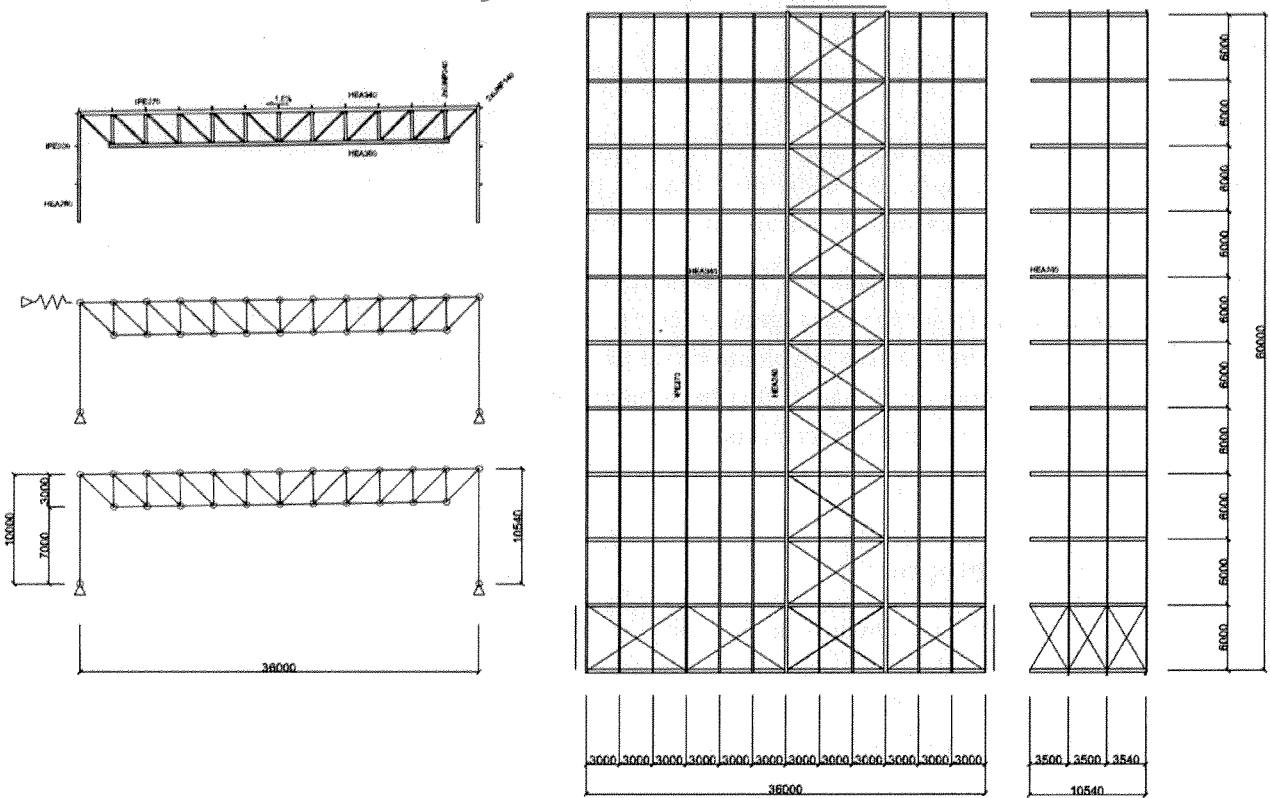


Figure 3 – Système statique du cadre

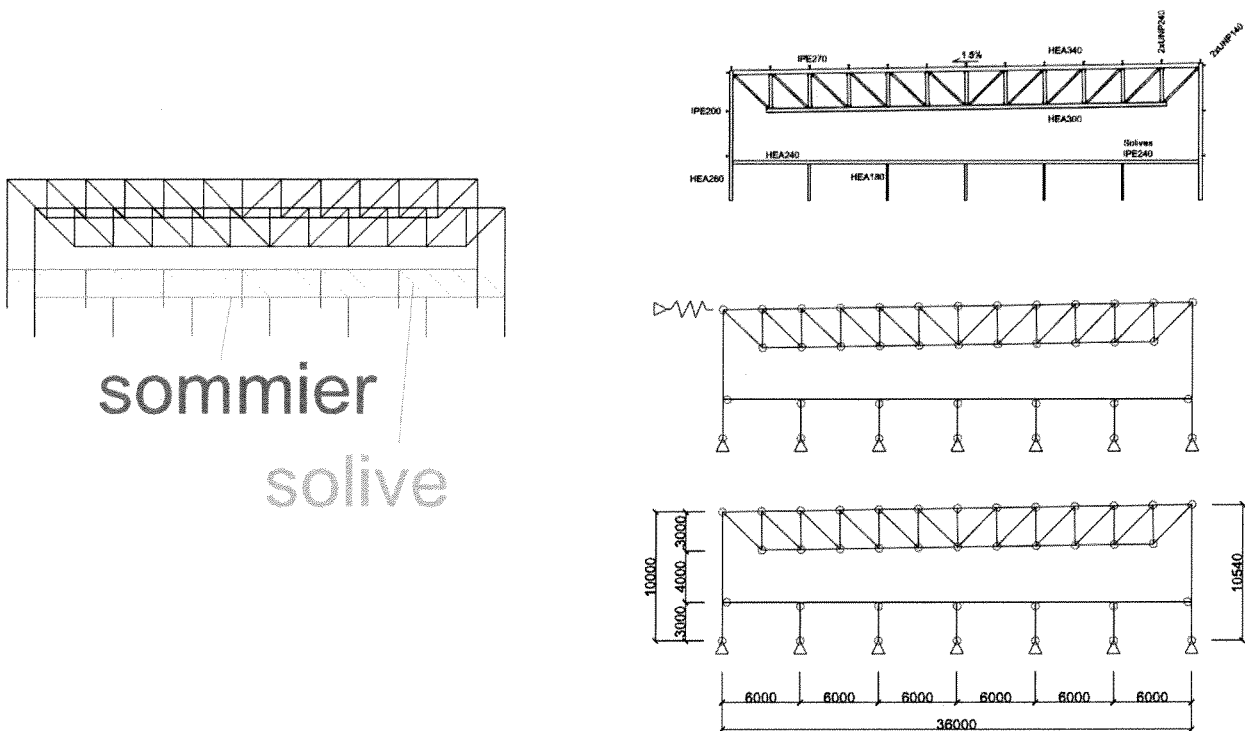


Figure 4 – Système statique du cadre avec restaurant

VARIANTE 2

Description

Comme pour la première variante, des cadre avec ferme à treillis. Par contre, à cause du treillis plus élaboré qui suit le gabarit, la toiture est dans ce cas inclinée (brisée). Les cadres sont rapprochés à 5 m.

Les autres espaces, c'est-à-dire le restaurant, les vestiaires et la zone d'accès ne se trouvent plus sous la halle principale mais sont déplacés sur le côté pignon. Même s'il serait plus facile de séparer les deux systèmes, dans l'esprit de la conception on suit la volonté de ne pas couper la halle et on garde une connexion entre les deux structures. La toiture de la partie plus basse, de hauteur limitée à 3 m et qui couvre 360 m², est composée par des profilés laminés (voir les plans).

Avantages et désavantages

Le treillis de cette variante est plus intéressant et il rappelle celui des gares (p.ex. Gare de Lausanne). Il suit et donc s'adapte mieux au gabarit d'espace libre nécessaire. Les montants du cadre sont par conséquent plus courts par rapport à la première variante. Le treillis est quand même encore retenu comme le choix meilleur pour une portée si élevée. La toiture inclinée est un point à faveurs importants, vu qu'elle réduit le risque d'accumulation d'eau. Cette géométrie est aussi plus favorable pour la flèche qui résulte plus petite. Les problèmes à l'ELS seront ainsi très improbables. Étant donné le même système statique que la variante 1, les points forts mais aussi les faiblesses restent. De plus, ce treillis sera plus difficile à contreventer.

Selon l'emplacement, une grande ouverture en façade pignon (au-dessus du restaurant et des vestiaires) est sûrement agréable du point de vue esthétique mais aussi fonctionnel. L'espacement réduit des cadres réduit les efforts dans les pannes mais aussi, légèrement, dans les divers éléments du cadre.

L'impression négative est que cette forme du treillis, même si étudiée beaucoup, n'est pas au final très efficace. Des barres sont en effet très peu sollicitées. D'autres points négatifs sont une longueur majeure de la halle, le fait d'avoir des montants à l'intérieur du restaurant, mais surtout la liaison entre les deux systèmes : la grande halle et la structure qui couvre les autres espaces qui ne sont pas affectées au jeu. Prévoir deux structures en contact mais séparées est beaucoup plus raisonnable.

Plans et esquisses

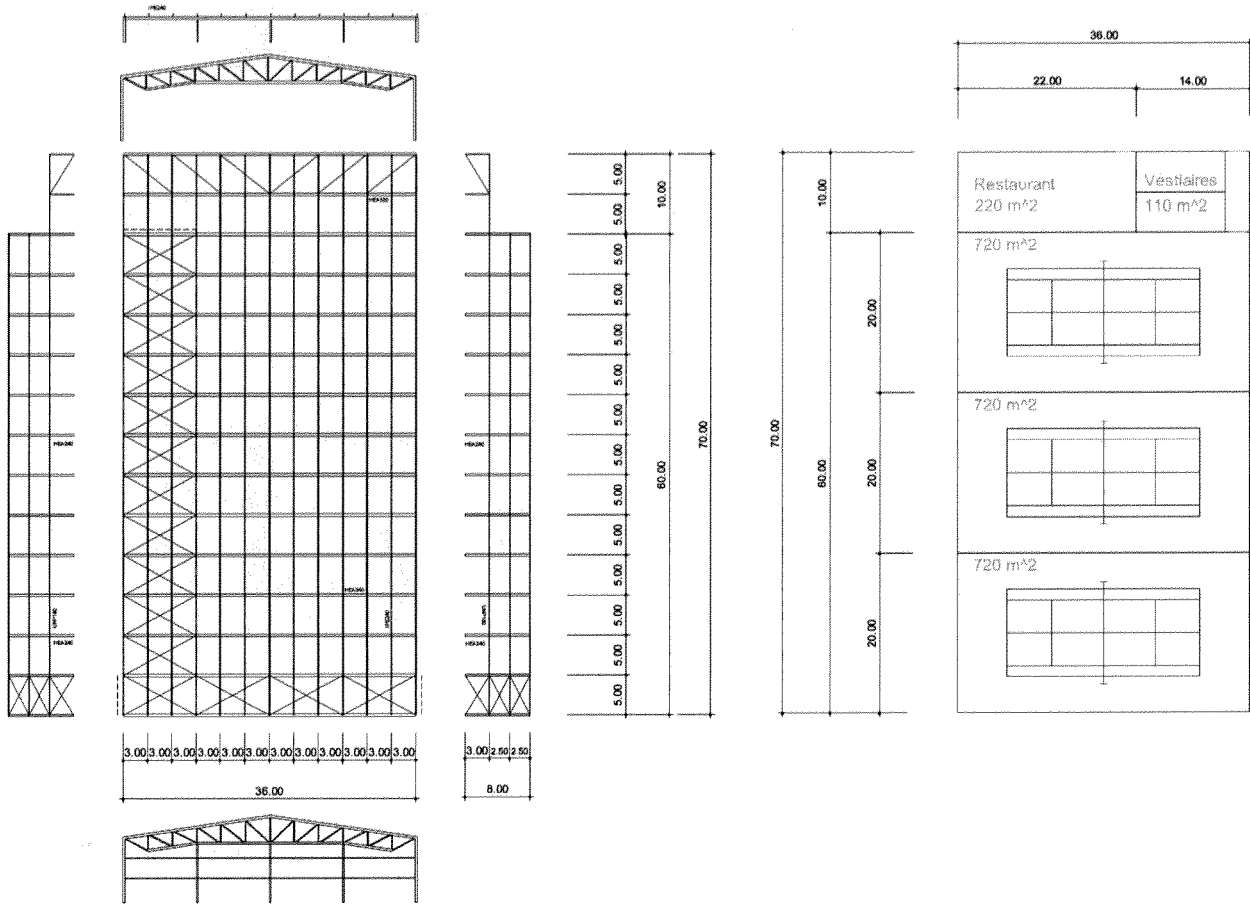


Figure 5 – Vue générale, variante 2

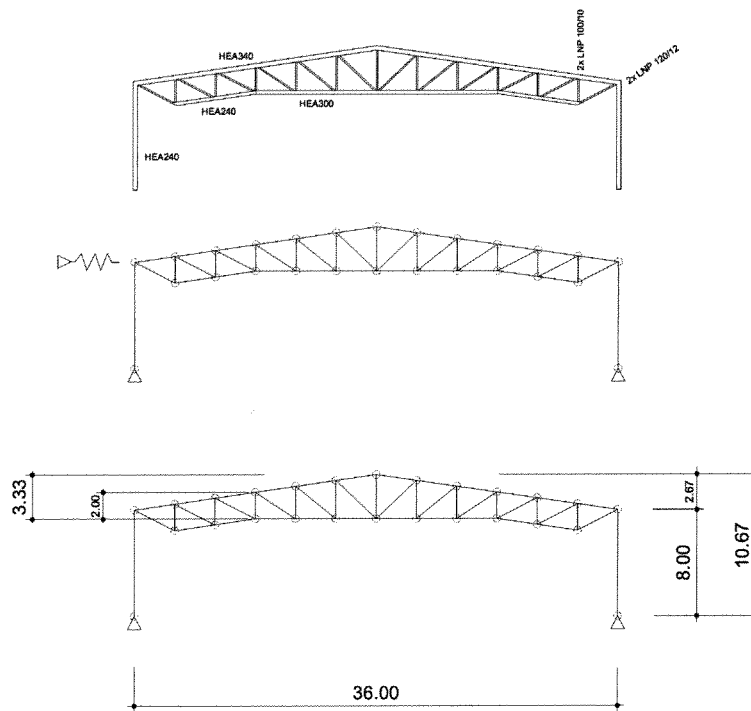


Figure 6 – Système statique du cadre

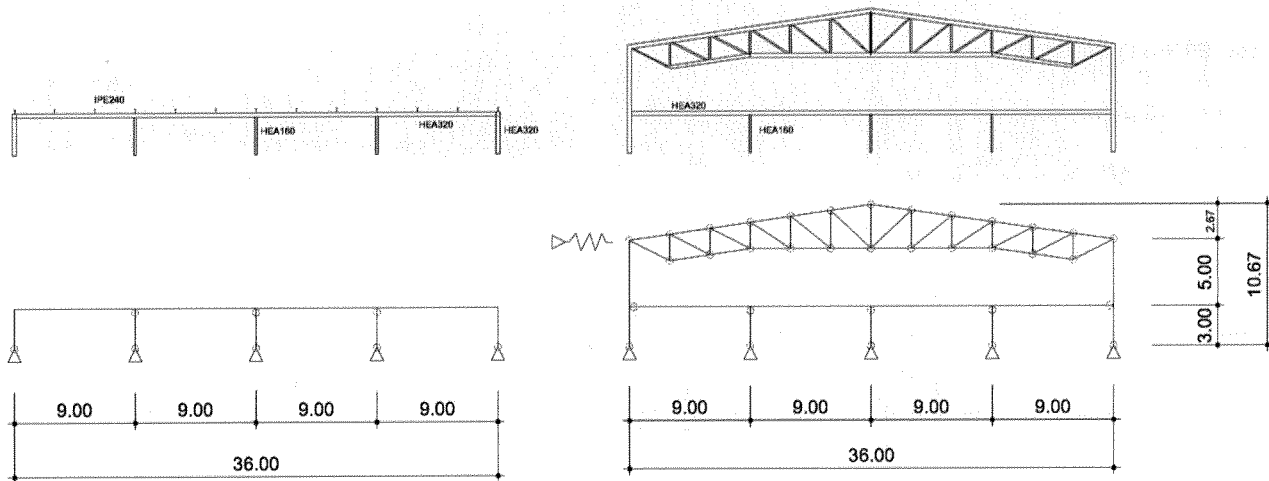


Figure 7 – Systèmes statiques de la structure sur côté pignon et du adjacent

VARIANTE 3

Description

Cette variante présente un système porteur complètement différent par rapport aux premières.

La ferme à treillis est remplacée par l'utilisation d'un profilé composé soudé à âme pleine. Vu que ce système ne s'adapte pas bien à une telle portée, la traverse inclinée sur un côté est très importante et lourde. Elle est encastree, tandis que le pied du montant est articulé (système hyperstatique). L'espacement des cadres est de 6 m.

La position des vestiaires et du restaurant est encore différente : ils sont placés sur le côté long pan. Le profilé de toiture est relié directement aux poteaux.

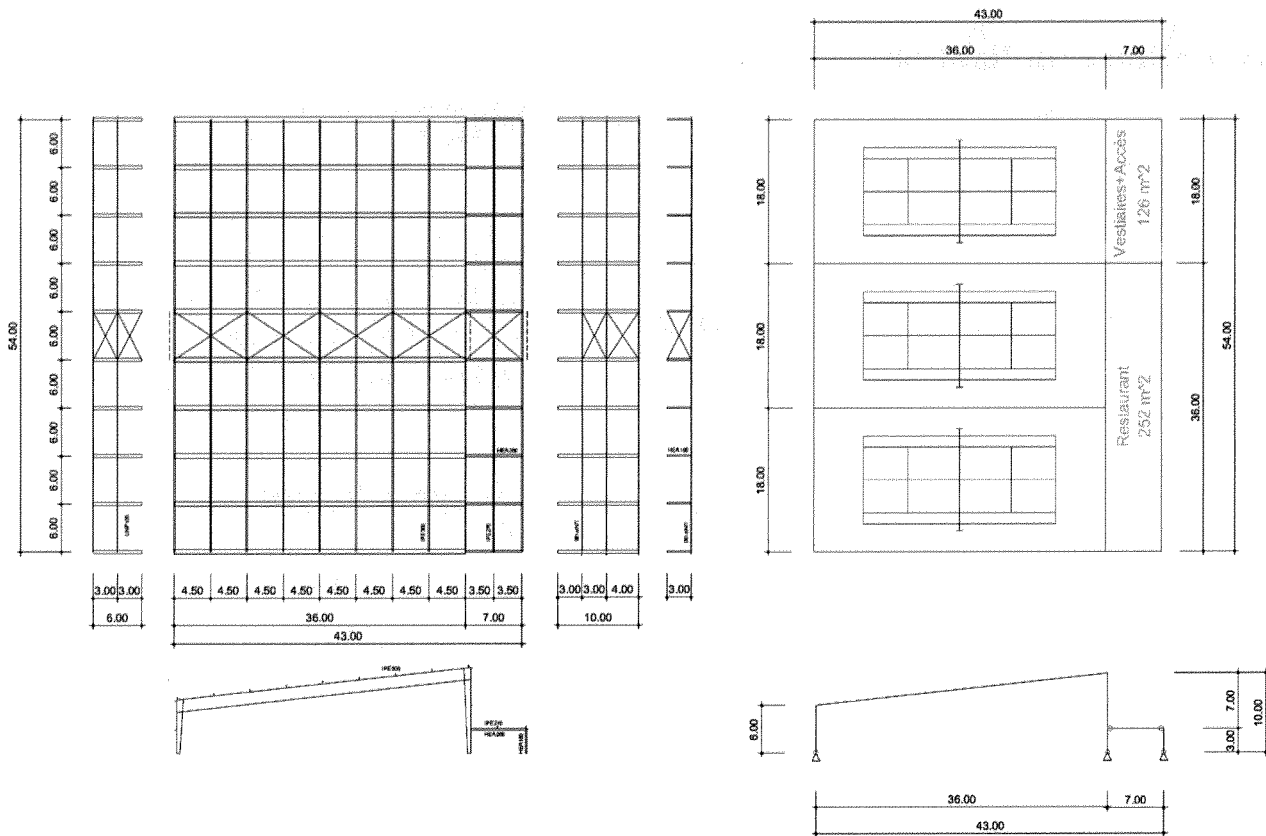
Avantages et désavantages

L'avantage principal de cette variante est le système hyperstatique rigide du cadre. La halle ne nécessite donc pas de contreventement longitudinal.

Une grande ouverture en façade est possible à cause de la toiture inclinée. Cette dernière est aussi un avantage du point de vu discuté dans la variante 2. Esthétiquement, depuis l'extérieur, cette halle a un bel aspect.

Les efforts à reprendre sont très grands à cause de la portée considérable. On a donc besoin d'une traverse très haute et lourde. Les moments aux angles encastres du cadre sont aussi très importants. Des montants à inertie variable sont donc nécessaires selon la règle empirique qui dit qu'ils doivent avoir la même section que la traverse (on pourrait ajouter des diagonales pour réduire les efforts à cet endroit). Cette nécessité va affecter de manière négative l'espace libre disponible. De plus, le système de CV transversal n'est pas évident à cause des vestiaires et du restaurant sur le côté. Un autre point à remarquer est le contraste entre la halle principale massive et la structure plus basse légère.

Plans et esquisses



CHOIX DE LA VARIANTE A DEVELOPPER

La variante développée dans la suite est la première. Le treillis constitue en effet le meilleur choix. Entre les deux premières, le treillis de la variante deux est plus intéressant mais par contre, l'emplacement des autres espaces est nettement meilleur dans le premier cas.

Convention d'utilisation

Nouvelle halle de tennis

Maître de l'ouvrage

COMMUNE DE LA CHAUX-DE-FONDS

Lieu

La Chaux-de-Fonds, NE

Description du projet

Construction d'une nouvelle halle de sport

1 Objectifs généraux pour l'utilisation de l'ouvrage

1.1 Situation

Le projet de construction de la nouvelle halle de sport se situe à une altitude de 992 m, dans le district Ouest de la ville.

1.2 Utilisation générale

Le rez-de-chaussée comprend le terrain de jeu des trois courts de tennis, la zone d'accès ainsi que les vestiaires. Au premier étage, au-dessus des vestiaires, se situe le restaurant.

1.3 Durée de service prévue

La durée de service prévue de la structure est 70 ans.

2 Besoins spécifiques à l'exploitation et à l'entretien

- Plan de maintenance : on admet une surveillance régulière qui aura le but principal de juger l'état de la structure porteuse.
- En cas de neige, l'accès à la toiture est interdit.

3 Prescriptions particulières

- La halle doit respecter le gabarit prévu par les normes du domaine
- Aucun montant intermédiaire qui peut être dangereux pour les athlètes ne doit être prévu proche du rectangle de jeu
- Le restaurant de 50 places doit respecter les dimensions minimales prévues pour la cuisine et les autres locaux intéressés
- En cas d'incendie, les gens doivent pouvoir avoir le temps de sortir et de se mettre en sécurité
- Mise en service souhaitée : mars 2014

4 Risques spéciaux et degrés de protection

La structure se situe dans la Zone 1 de la norme SIA 261. Une analyse sismique n'a pas été étudiée.

5 Prescriptions réglées par les normes

La détermination des actions et les vérifications de la sécurité structurale ainsi que de l'aptitude au service sont effectuées selon les normes SIA 260 – 267 en vigueur en Suisse :

- Les normes SIA 260 et SIA 261 pour l'élaboration des actions et des charges agissantes
- Les normes SIA 262, SIA 263 et SIA 264 pour le dimensionnement

6 Approbation et signature

Ce document a été lu et approuvé par :

Le Maître de l'Ouvrage

Lieu et date

Signature

L'ingénieur

Lieu et date

Signature

Base de projet

1 Conditions cadre du projet

Durée de service prévue

- Structure porteuse : 70 ans
- Toiture : 35 ans

1.2 Zones de risque

Les risques naturels sont négligeables.

1.3 Budget

Etant donné que les coûts doivent rester raisonnables, une solution simple mais efficace avec quelque considération esthétique est à retenir. Le système porteur choisi respect ces conditions.

1.4 Caractéristiques géométriques

- Dimension de la structure :
 - Longueur : 60 [m]
 - Largeur : 36 [m]
 - Hauteur : 10 [m]
- Inclinaison de la toiture : 1.5%

1.5 Phases de construction

- a. Construction en atelier du treillis et réalisation des fondations sur place
- b. Mise en place du treillis avec une grue
- c. Réalisation du premier étage, coulage sur place de la dalle mixte
- d. Montage des équipements et des systèmes techniques

1.6 Propriétés du sol de fondation

- Poids volumique : 20 kN/m³
- Angle de frottement : 30°
- Module d'élasticité : 37 MPa
- Cohésion : 4 MPa

1.7 Matériaux de construction

- **Aciers de construction S235 J2**
 - $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
 - $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
 - $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
 - $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- **Aciers de construction S355 J2**
 - $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
 - $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
 - $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
 - $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

- Béton C25/30

- $\gamma_s = 25 \text{ kN/m}^3$
- $E_c = 30.5 \text{ kN/mm}^2$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$

- Acier d'armature B500B

- $E = 205000 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$

2 Exigences pour la durabilité de l'ouvrage

Des inspections visuelles permettront d'évaluer l'état de l'acier constituant la structure porteuse et des assemblages, les zones d'eau stagnante ainsi que le système d'évacuation des eaux

3 Objectifs de sécurité

Etant une priorité, la sécurité doit être assurée pendant toutes les phases du projet, c'est-à-dire : conception, construction et exploitation.

3.1 Sécurité structurale

La sécurité structurale doit être assurée pour toutes les situations (durables, transitoires, accidentelles).

3.2 Aptitude au service

Les exigences à assurer sont les suivantes :

- Conforts des usagers
- Durabilité de l'ouvrage
- L'aptitude au fonctionnement de la halle
- Limitation des flèches
- L'aspect de la structure

4 Actions sur la structure

4.1 Actions considérées

- Poids propre de la structure porteuse et des éléments non porteurs (charges permanentes : $g_{k2} = 0.5 \text{ kN/m}^2$). Ils sont considérés comme défavorables sauf dans le cas du soulèvement.
- Charges de montage pour le premier étage
- Neige, conformément à SIA 261

L'altitude de référence de La Chaux-de-Fonds (selon la carte 1 de l'annexe D de la norme SIA 261) est à majorer, à savoir : $h_0 = 990 \text{ m} + 200 \text{ m} = 1190 \text{ m}$

La charge de neige sur un terrain horizontal est calculée selon le chiffre 5.2.6 de la norme SIA 261, avec la valeur caractéristique suivante :

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0.4 \text{ kN/m}^2 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

La valeur caractéristique de la charge de neige est calculée à l'aide de la relation suivante

$$q_k = \mu_i C_e C_T s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 5.0 = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

Cas de charge fréquent \rightarrow facteur de réduction ψ_1 selon la norme SIA 260

$$\psi_{1,Neige} = 1 - \frac{250}{h} = 0.75$$

- Vent

Les pressions extérieures dues au vent sont déterminées selon la norme SIA 261, chiffre 6.

$$a_{p0} = q_{p0} = 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_h = 0.75 \text{ (milieu urbain)}$$

$$q_p = C_h q_{p0} = 0.75 \cdot 1.1 = 0.83 \text{ kN/m}^2$$

Les coefficients de pression sont déterminés selon la norme SIA 261, Annexe C :

C_p	A	B	C	D	E
phi 0°	0.75	-0.3	-0.75	-0.75	-0.75
phi 90°	-0.75	-0.75	0.75	-0.3	-0.75

4.2 Actions non considérées

Choc, séisme.

5 Situations de risque

Selon SIA 260

$$ELU \quad E_d = E\{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d a_d\}$$

Dans le cadre du projet nous avons plusieurs situations de risque :

Cas 1 – Neige prépondérante

Poids propre $\gamma_G = 1.35$

Charges permanentes $\gamma_{Gp} = 1.35$

Charge de neige $\gamma_Q = 1.50$

Cas 2 – Vent prépondérant pression

Poids propre $\gamma_G = 1.35$

Charges permanentes $\gamma_{Gp} = 1.35$

Charge de vent $\gamma_Q = 1.50$

Cas 3- Vent prépondérant soulèvement

Poids propre $\gamma_{G,inf} = 0.8$

Charges permanentes $\gamma_{Gp,inf} = 0.8$

Charges de vent $\gamma_Q = 1.50$

Les situations de risque avec actions concomitantes ne sont pas déterminantes

Pour le restaurant, il faut considérer des autres situations de risque :

Cas 1 – Montage

Poids propre $\gamma_G = 1.35$

Charges permanentes $\gamma_{Gp} = 1.35$

Charge de montage $\gamma_Q = 1.50$

Cas 2 – Stade final : Ch. utile prépondérant

Poids propre $\gamma_G = 1.35$

Charges permanentes $\gamma_{Gp} = 1.35$

Charge de vent $\gamma_Q = 1.50$

6 Bases

- Norme SIA 260 (2003) Bases de l'élaboration des projets de structure porteuse
- Norme SIA 261 (2003) Actions sur les structures porteuses
- Norme SIA 261/1 (2003) Actions sur les structures porteuses - spécifications complémentaires
- Norme SIA 262 (2003) Construction en béton
- Norme SIA 262/1 (2003) Construction en béton - spécifications complémentaires
- Norme SIA 263 (2003) Construction métallique
- Norme SIA 263/1 (2003) Construction métallique - spécifications complémentaires
- Norme SIA 264 (2003) Construction mixte acier-béton
- Norme SIA 267 (2003) Géotechnique

PrédimensionnementChargesCharge due de neige :

$$q_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_{tr} \cdot s_k$$

SIA 261 § 5.2.2

avec $C_e = 1,0 \rightarrow$ exposition au vent normale $C_{tr} = 1,0 \rightarrow$ coefficient thermique

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{50} \right)^2 \right] \cdot 0,5 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \geq 0,9 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

SIA 261 § 5.2.6

$$\text{ou } h_0 = 990m + 200m = 1190m \quad [m \text{ s.l.m}]$$

$$\Rightarrow s_k = 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

 $\mu_i = \mu_e = 0,8 \rightarrow$ coefficient de forme de la toiture

SIA 261 § 5.2.7

$$q_k = 0,8 \cdot 1,1 \cdot 5,0 = \underline{4,8 \frac{kN}{m^2}} \quad (\mu_e = 1,1)$$

Surcharge

- toit extérieure : $150 \frac{N}{m^2}$
- étanchéité : $100 \frac{N}{m^2}$
- isolation : $50 \frac{N}{m^2}$
- pare-vapeur : $50 \frac{N}{m^2}$
- toit support : $150 \frac{N}{m^2}$

$$500 \frac{N}{m^2} = \underline{0,5 \frac{kN}{m^2}} \quad (\mu_e = 1,15)$$

Vent

$$\text{La charge de fond } q_{p0} = q_p = 1,1 \frac{kN}{m^2}$$

SIA 261 annexe E

$$C_k = 0,85 \quad (\text{milieu urbain} \rightarrow \text{ville de } 37000 \text{ hab!})$$

$$\Rightarrow q_k = C_k \cdot q_{p0} = 0,85 \cdot 1,1 = 0,925 \frac{kN}{m^2}$$

SIA 261 § 6.2.1.1

Remq: $C_k =$ coefficient du profil de répartition du vent

Charge utile de neige, cas de l'inclinaison

$$\gamma_{\text{neige}} = 1 - \frac{250}{4} = 1 - \frac{250}{990} \approx 0,75$$

NA 260 Tab. 2

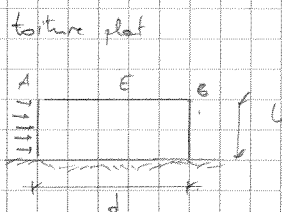
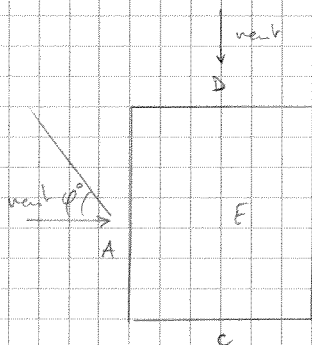
On remarque que le facteur de réduction a une valeur assez élevée.

Charges du vent, coefficients de pression

NA 260 annexe C

Selon l'angle d'incidence, le vent agit en pression et aspiration avec des coefficients différents.

Selon la norme NA 260 Tab. 24



$\varphi = 0^\circ$:

$$A = 0,35 ; B = -0,3 ; C = -0,35 ; D = -0,75$$

$$E = -0,75$$

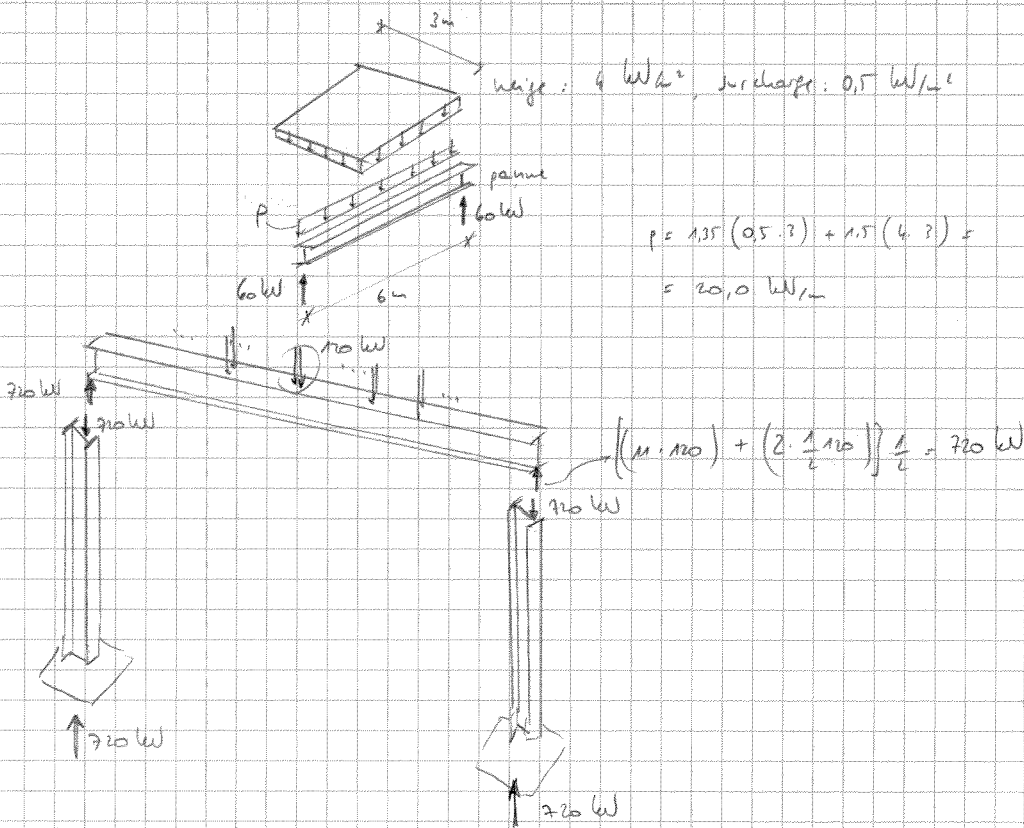
$\varphi = 90^\circ$:

$$A = -0,95 ; B = -0,35 ; C = 0,95 ; D = -0,3$$

$$E = -0,75$$

Descarte des charges verticales

(V1)



Pour les pannes :

$\psi_{temp} = 1 - 250/h = 0,97$

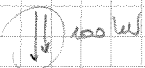
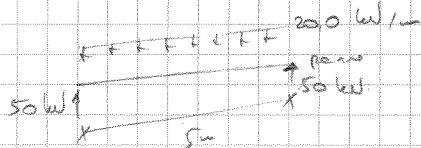
SIA 260

la charge qui agit de haut :

$$g_k + \psi_{temp} g_{k1} = 0,5 \cdot 3 + 0,97 \cdot 4 \cdot 3 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$\leftarrow \cdot 6 \text{ m} = 63 \text{ kN} (= \text{pour ne pas heurter})$

(V2) espacement pannes 3m (comme dans V1) mais espacement cadres de 5m (plus proches)



Reactions des montants : $((11 \cdot 100) + (2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100)) \cdot \frac{1}{2} = 600 \text{ kN}$

Prédimensionnement pannes (VI)

Espacement 3m

Repli unique par pannes continues $l = 6m$

$$\frac{6000}{40} = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{IPE 160}$$

MAIS ici poutre simple

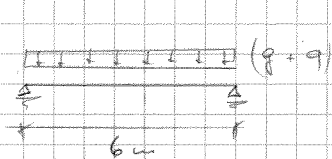
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{IPE 160} \rightarrow 15,8 \text{ kg/m} = 0,158 \text{ kN/m} \\ \text{surcharge (tôle)} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 1,5 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

$$q_d = 1,35 (0,158 + 1,5) = 2,24 \text{ kN/m}; q_k \text{ wipr} = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 12 \text{ kN/m}$$

$$q_d \text{ (wipr)} = 1,5 (4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m}) = 18 \text{ kN/m}$$

$$\psi_{0, \text{ wipr}} (\text{de bigautes}) = 1 - \frac{250}{6} = 0,75$$

$$\psi_{0, qk} = 0,75 \cdot 12 = 9 \text{ kN/m}$$



$$M_{Ed} = \frac{q l^2}{8} = \frac{20,2 \cdot 6^2}{8} = 90,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q l}{2} = \frac{20,2 \cdot 6}{2} = 60,6 \text{ kN}$$

$$\Sigma A = a_l$$

$$w = \frac{V_{Ed}}{I} q A = \frac{6^3}{I} \left[(0,5 \cdot 3 + 0,158) + 0,75 \cdot 4 \cdot 3 \right] \cdot 1000 \text{ GPa}$$

$$= \frac{8,56 \cdot 10^8}{I}$$

$$w \leq \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

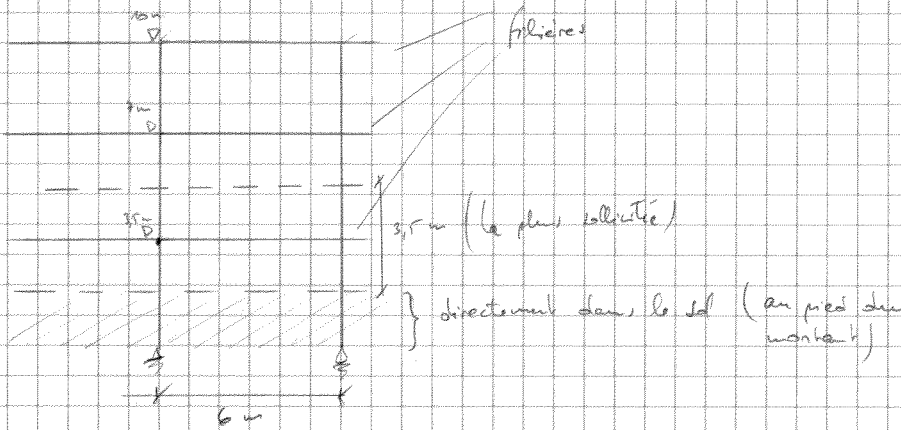
$$\Rightarrow I \geq \frac{8,56 \cdot 10^8}{24} = 35,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

← → IPE 270 S235

Rug: les pannes sont disposées sur 2, respectivement 3 appuis et de façon alternée; ceci permet que la charge transmise à la traverse soit égale partout.

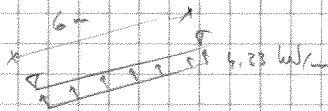
Prodimensionnement biliers (U₁)

Règle empirique : $h \leq l_{10} = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{UPE 160}$ (poutre continue)



Charge de vent : $0,815 \text{ kN/m}^2$

$$q_d = 1,5 (0,815 \text{ kN/m}^2) \cdot 3,5 \text{ m} = 4,33 \text{ kN/m}$$



(M) $M_{Ed} = \frac{q l^2}{8} = 19,5 \text{ kNm}$

(V) $V_{Ed} = \frac{q l}{2} = 13,0 \text{ kN}$

(w) $\Sigma A = 62$ (parche simple)

$$w = \frac{q^2}{I} A = \frac{q^2}{I} [(0,815 \cdot 3,5) \cdot 1000] 62 = \frac{2,72 \cdot 10^8}{I}$$

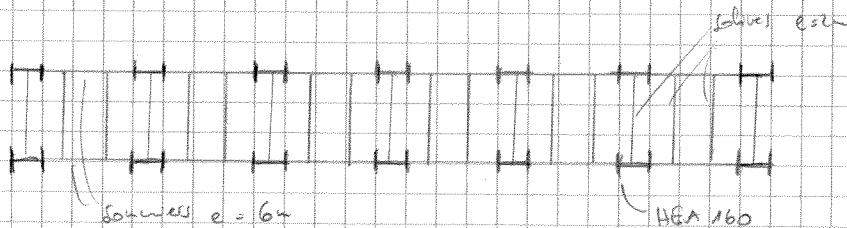
$$w \leq \frac{l_{150}}{250} = \frac{6000 \text{ mm}}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$\hookrightarrow I \geq 9,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

\hookrightarrow (UPE 130 S235)

Prédimensionnement système solives-solives pour porter le toit au 1er étage

Plancher à deux niveaux de poutres



Choix des éléments porteurs; règles empiriques

Annexe A 6.1

Solives: profilé laminé: $h \approx \frac{l}{25} = \frac{6000 \text{ mm}}{25} =$

$$= 240 \text{ mm} \rightarrow \text{HEA 260}$$

Solives: profilé laminé: $h \approx \frac{l}{30} = \frac{6000 \text{ mm}}{30} =$

$$= 200 \text{ mm} \rightarrow \text{IPE 240}$$

Poutres: profilé laminé série HE

$$h_e \leq 50 \rightarrow \frac{h_e}{h_e} \approx \frac{l}{50} = \frac{3000}{50} = 60 \rightarrow \text{HEA 180}$$

rayon de
rotation $\frac{I}{A}$

Dimensionnement solives: (Acier S235 $\rightarrow f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)

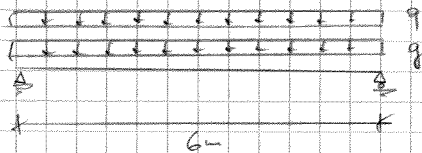
{ Dalle mixte avec tôle profilée: épaisseur $h = 100 \text{ mm}$
 { Béton C25/30

poutres intermédiaires \rightarrow HEA 160 $h = 142 \text{ cm}$

solives HEA 260 $\rightarrow h = 260 \text{ cm}$

Solives \rightarrow syst stat : poutre simple (es24)

Deux situations à considérer :
 • shade construction a)
 • shade définitif b)



$$a) \quad q = q_m \rightarrow \text{charge de construction} = 1,0 \text{ kN/m} \\ \hookrightarrow q_m = 1,0 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m} = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$q : \text{pp solive} + \text{poids table} + \text{bois travers} = \\ = (0,307 + 0,2 + 4,5) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 5,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b) \quad q = q_k \rightarrow \text{charge ult} \text{ restaurant}$$

$$\hookrightarrow q_k = 5,0 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}$$

$$q : \text{pp solive} + \text{pp dalle} + \text{pp travers} = \\ = (0,307 + 1,7 + 3,2) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 5,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SA 261 tab. 8
 cat CS (D)

Car de charge

a) charge de construction prépondérante

$$E_d = E \{ \gamma_G q + \gamma_Q q_m \}$$

SA 260

b) charge ult prépondérante

$$E_d = E \{ \gamma_G q + \gamma_Q q_k \}$$

SA 260

Valeurs de calcul, efforts intérieurs

$$a) M_{Ed} = 1,35 \cdot 5,01 \cdot \frac{6^2}{8} + 1,5 \cdot 2,0 \cdot \frac{6^2}{8} = 43,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 5,01 \cdot \frac{6}{2} + 1,5 \cdot 2,0 \cdot \frac{6}{2} = 29,3 \text{ kN}$$

$$b) M_{Ed} = 1,35 \cdot 8,21 \cdot \frac{6^2}{8} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{6^2}{8} = 117 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 8,21 \cdot \frac{6}{2} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{6}{2} = 78,7 \text{ kN}$$

Sécurité structurale

$$a) M_{Ed} = 82,1 \text{ kNm} > M_{Ed} \checkmark \quad \underline{\text{OK!}} \quad \text{SES CH}$$

$$V_{Ed} = 247 \text{ kN} > V_{Ed} \checkmark \quad \underline{\text{OK!}} \quad \text{SES CH}$$

b) avec la contribution de la dalle on estime la
résistance ultime (cas ci déterminant)

↳ développé dans le
dimensionnement

Adapté au service

Deviée: a)

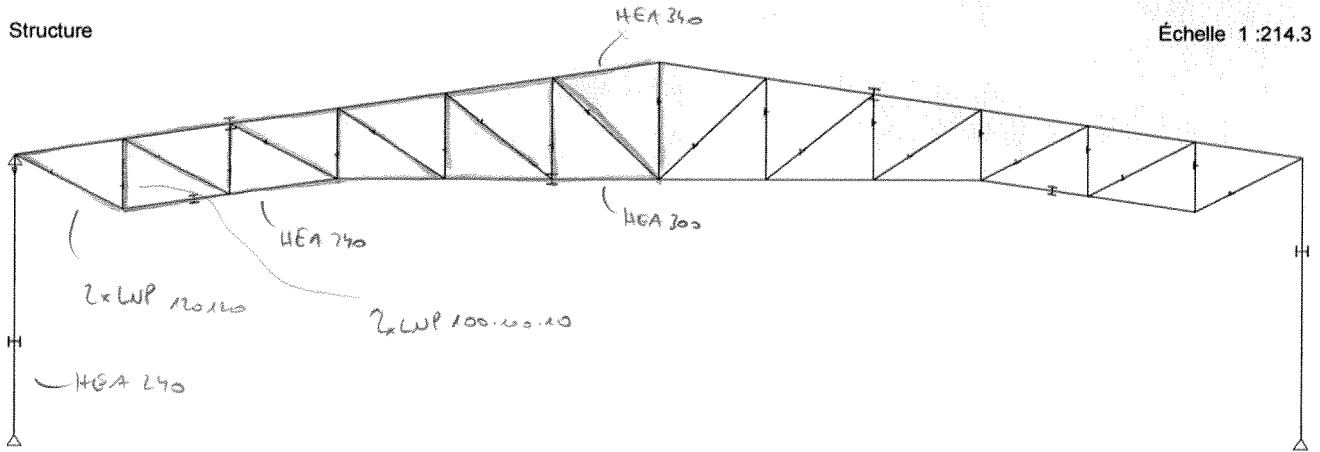
$$w = \frac{5}{385} \frac{q l^4}{E_a I_{y2}} = \frac{5}{385} \frac{5,01 (6 \cdot 10^3)^4}{210 \cdot 10^9 \cdot 38,9 \cdot 10^8} = 10,5 \text{ mm}$$

$$w < \frac{l}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm} \checkmark \quad \underline{\text{OK!}}$$

Toutes les autres vérifications sont développées dans
le dimensionnement

Structure

Échelle 1:214.3



Prédimensionnement :

à l'aide de SES (C4) et C5

Pannes (V2) (cotes diagonales)

Espacement 3m

Règle empirique pour pannes continues $l \approx l/40$

$$\frac{5000 \text{ mm}}{40} = 125 \text{ mm} \rightarrow \text{IPE 140} \quad \text{MARS} \text{ poche simple}$$

(Filière continue $l \approx l/40$ 4 pannes)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{IPE 140} \rightarrow 12,9 \text{ kg/m} \approx 0,129 \text{ kN/m} \\ \text{surcharge (table)} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,5 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

$$g_d = 1,35 (0,129 + 1,5) = 2,20 \text{ kN/m}$$

$$q_k \text{ neige} : 4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,5 \cdot 12 = 18 \text{ kN/m}$$

$$\psi_s \text{ (cl. légères)} : 1 - \frac{250}{4} = 1 - \frac{250}{970} = 0,75$$

$$\psi_s q_k = 0,75 \cdot 12 = 9 \text{ kN/m}$$

SIA 260

$$g_d + q_d = 20,2 \text{ kN/m}$$



$$M_{Ed} = \frac{20,2 \cdot 5^2}{8} = 63,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \text{ IPE 240 S235} = 63,9 \text{ kNm} \quad (\text{IPE 240} \rightarrow 82,1)$$

S8-C5

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} g_l = 50,5 \text{ kN} < V_{Ed} = 205 \text{ kN}$$

S85-C5

$$\sum A = 62$$

$$w = \frac{I^2}{I} g A = \frac{5^4}{I} [(1,63 + 9) \cdot 1000] \quad 62 = \frac{411900000}{I}$$

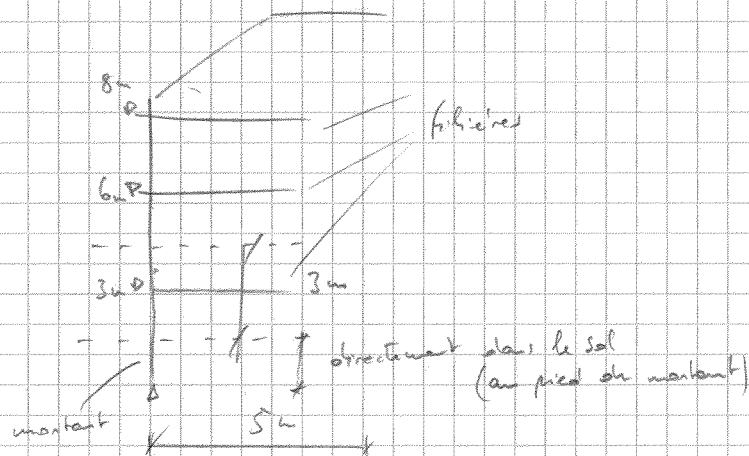
S25-C9

$$w \leq \frac{l}{250} = \frac{5000 \text{ mm}}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$I \geq \frac{4119 \cdot 10^8}{20} = 20,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \boxed{\text{IPE 240 S235 OK}}$$

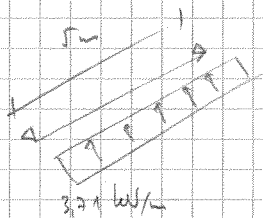
Prédimensionnement (fibres) (V6) (V3)

longueur impuise $l_{imp} = \frac{5000}{60} = 83,33 \text{ m} \rightarrow \text{UNP 140}$



Charge de vent : $0,825 \text{ kN/m}^2$

$1,5 \cdot (0,825 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} = 3,71 \text{ kN/m}$



(M) $M_{Ed} = q \frac{l^2}{8} = \frac{3,71 \cdot 5^2}{8} = 11,6 \text{ kNm}$

(U) $V_{Ed} = \frac{q l}{2} = \frac{3,71 \cdot 5}{2} = 9,28 \text{ kN}$

(w) $\Sigma A = 62 \text{ (poutres)}$

$w = \frac{l^4}{I} q A = \frac{5^4}{I} (0,825 \cdot 3) \cdot 62 = \frac{95906000}{I}$

$w \leq \frac{l}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$

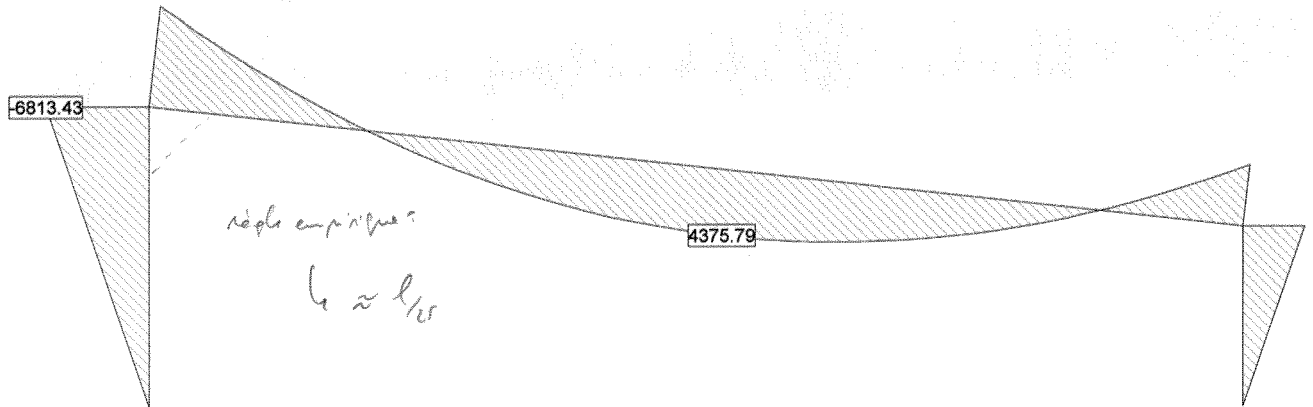
$\hookrightarrow I \geq \frac{95906000}{20} = 4795300 \text{ mm}^4 = 4,80 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

\hookrightarrow UNP 140

Pour des questions constructives, un modèle UNP 180 pourrait être plus facile à gérer

Effort intérieur My [kNm] pour: Ch2

Échelle 1 : 251.2



régle empirique:

$$l_e \approx l_{1/5}$$

$$\frac{36000}{25} = 1440 \text{ mm}$$

St508 → poche comprise soudée à âme plein :

S355 :

$$h = 1600$$

$$b = 500$$

$$t_w = 10$$

$$t_f = 30$$

$h_s = 6 \text{ m}$ (→ hauteur pour réduire)

$$A = 45600 \text{ mm}^2$$

↳ règle empirique : moment de même section

↳ moment et inertie variable nécessaire

(pour tirant serait une autre solution mais affecte le gabarit et n'est pas idéal avec travée inclinée comme celle-ci)

traverse:

$$l_{30} =$$

$$= \frac{7000}{30} = 230 \text{ mm}$$

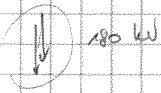
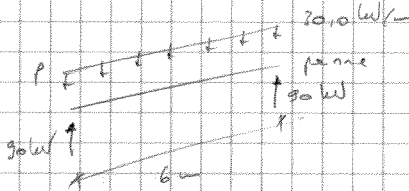


$$h_s \leq 50$$

moment positif le min. historique

- (V3) espacement pannes = 4,5 m
 espacement cadres = 6 m

$$p = 1,35 (0,5 \cdot 4,5) + 1,5 (4 \cdot 4,5) = 30,0 \text{ W/m}$$



$$\text{Reactions des montants : } \left[(7 \cdot 180) + \left(2 \frac{1}{2} \cdot 180 \right) \right] \frac{1}{2} = 720 \text{ W}$$

Même réaction que V1 vu que les cadres ont le même espacement (6 m).

Vent qui agit verticalement sur poteaux

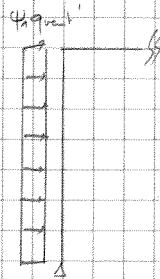
$$q_{\text{vent}} = 0,825 \text{ W/m}^2$$

V1 et V3 espacement des cadres = 6 m

$$\Rightarrow q_{\text{vent}} \cdot 6 \text{ m} = 4,95 \text{ W/m}$$

V2 espacement des cadres = 5 m

$$\Rightarrow q_{\text{vent}} \cdot 5 = 4,13 \text{ W/m}$$



Appliqué au dénivelé : vent horizontal $\psi_1 = 0,5$

SIA 260

$$\text{V1 et V3 : } \psi_1 q_{\text{vent}} = 0,5 \cdot 4,95 = 2,48 \text{ W/m}$$

$$\text{V2 : } \psi_1 q_{\text{vent}} = 0,5 \cdot 4,13 = 2,06 \text{ W/m}$$

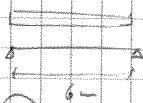
2,77

Pannes V3 (cotes chaque 6m)

Espacement 4,5 m

Reqs empiriques pour pannes continues: $l \leq l/40$

$$\frac{6000 \text{ mm}}{40} = 150 \text{ mm}$$



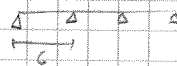
(M)

IPE 160 \rightarrow MAIS pour continue

\rightarrow rester on pourrait faire

$$3 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \dots \cdot 2$$

$$2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \dots \cdot 3$$



$$q_d + q_l = 1,35 \left(\overset{\text{surcharge}}{0,5 \cdot 4,5} + \overset{\text{neige}}{0,158} \right) + 1,5 \left(4 \cdot 4,5 \right) = 30,2 \text{ kN/m}$$

$$\hookrightarrow M_{Ed} = \frac{q l^2}{8} = \frac{30,2 \cdot 6^2}{8} = 131 \text{ kNm}$$

\hookrightarrow IPE 300 S235

($M_{Ed} = 130,6 \text{ kNm}$)

(V) $V_{Ed} = \frac{1}{2} q l = 90,6 \text{ kN} < V_{Ed} = 332 \text{ kN}$

(W) $\frac{M_{Ed}}{I} \leq \frac{M_{Rd}}{I} = \frac{6 l}{I} \left(\underbrace{\left(\overset{0,421}{0,5 \cdot 4,5} + 0,158 \right) + 0,95 \left(4 \cdot 4,5 \right)}_{15,9 \text{ kN/m}} \right) \cdot 1000 \cdot 62 = 1,2976 \cdot 10^9$

$$w \leq l/250 = \frac{6000 \text{ mm}}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$\hookrightarrow I \geq \frac{1,2976 \cdot 10^9}{21} = 61,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

\hookrightarrow IPE 300 S235
(M alternatif)

V2 retournant + ventées

$$q_d + q_l = 23,6 \text{ kN/m} ; M_{Ed} = 106 \text{ kNm} ; V_{Ed} = 70,8$$

(W) $\frac{M_{Ed}}{I} \leq \frac{M_{Rd}}{I} = \frac{6 l}{I} \left(\left(0,5 \cdot 3,5 + 0,158 \right) + 0,95 \left(4 \cdot 3,5 \right) \right) \cdot 1000 \cdot 62 = \frac{9,97 \cdot 10^8}{I}$

$$w \leq 24 \text{ mm}$$

$$I \geq \frac{9,97 \cdot 10^8}{21} = 47,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 240}$$

Soit avec IPE 300 et IPE 240 retournant + ventées

Dimensionnement

Traverse du cadre en treillis (N)

Req. pour des considérations esthétiques, chaque élément le plus sollicité sera dimensionné. La section résultante sera maintenue constante pour tout le cadre.

Membre inférieure

Effort maximal : $N_{Ed} = 2315 \text{ kN}$ $\sigma = \frac{N}{A} \leq f$

$$N_{Ed} = \frac{f_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{235 A}{1,05}$$

SA 262 p. 4.6.11

$$\hookrightarrow A_{req} = \frac{2315 \cdot 1,05}{235} = 10365 \text{ mm}^2$$

\rightarrow on choisit un profilé HEA 300 ($A = 11300 \text{ mm}^2$)

Eclairement L_{cr} respecté pour classe de section 2

SA 263 tab. 5

Membre supérieure

Effort maximal : $N_{Ed} = -2387 \text{ kN}$

Étant donné que cette membre est comprimée, il faut tenir en compte que la longueur de flambage est déterminante pour dimensionner le profilé.

Selon SA 263 tab. 13 :

Longueur de flambage L_{cr} pour le flambage hors plan d'une membrure :

$$L_{cr} = 1,0 L = 3,0 \text{ m}$$

\rightarrow on choisit un profilé HEA 340

$$(N_{kE}, N_{d} = 2636 \text{ kN})$$

SA 263

\hookrightarrow tab récapitulatif du calcul détaillé sur la page 32

Vérification au flambage de la membrure supérieure

Flambage membrure supérieure	
Hors plan	
L	3 [m]
Lkz	3 [m]
HEA	340
NEd	2387 [kN]
E	210000 [N/mm ²]
A	13300 [mm ²]
Lkz	3000 [mm]
Iz	74400000 [mm ⁴]
iz	74.6 [mm]
lambdaK	40.2 [-]
lambda_	0.428 [-]
alpha	0.49 [-]
phiK	0.647 [-]
ChiK	0.883 [-]
NKRd	2627 [kN]

Diagonales (en tension)Effort maximal : $N_{Ed} = 1028 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = \frac{F_d \cdot A}{f_{td}} = \frac{235 \cdot A}{1,05}$$

S235

$$\hookrightarrow A_{\text{ac}} = \frac{1028 \cdot 1,05}{235} = 4593 \text{ mm}^2$$

On choisit de disposer des diagonales : 2x UNP

$$\Rightarrow 2 \times \text{UNP } 160 \quad (A_{\text{tot}} = 4800 \text{ mm}^2)$$

Cependant, vu que la dernière diagonale, proche de l'angle du cadre, est beaucoup plus sollicitée par rapport aux autres, on choisit un acier S355 pour économiser de la matière :

$$N_{Ed} = \frac{F_d \cdot A}{f_{td}} = \frac{355 \cdot A}{1,05}$$

$$\hookrightarrow A_{\text{ac}} = \frac{1028 \cdot 1,05}{355} = 3060 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{on choisit de disposer : } \underline{2 \times \text{UNP } 140}$$

S355

Pour les diagonales restantes, un acier S235 est valide :

$$N_{Ed} = 845 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \frac{235 \cdot (2 \times 2040)}{1,05} = 913 \text{ kN} > N_{Ed} \quad \checkmark$$

$$\hookrightarrow \text{diagonales : } 2 \times \text{UNP } 160$$

S235

Montants (en compression)Effort maximal: $N_{Ed} = 723 \text{ kN}$

Comme pour la membrane supérieure comprimée, il faut tenir compte du risque de flambage du profil qui est déterminant.

Selon SA 263 tab 13, Montants hors plan:

$$L_k = 1.0L = 3,0 \text{ m}$$

On procède avec une vérification détaillée de la résistance au flambage; Démarche:

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i} \quad \text{élancement}$$

avec l_k : longueur de flambage = 3,0 m

$$\text{et } i = \text{rayon de gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda_k = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93 \text{ (5235)} \quad \text{élancement limite élastique}$$

Le coefficient d'élancement $\bar{\lambda}_k$ vaut:

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_k}$$

Le coefficient de flambage vaut:

$$\chi_k = \frac{1}{\phi_k + \sqrt{\phi_k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1,0$$

$$\text{où } \phi_k = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2]$$

avec $\alpha = 0,99$ (courbe de flambage c)

SA 263 fig. 7

La vérification est montrée dans le tableau de la page suivante;

Au final, on choisit des diagonales: 2x UNF 40 (5235)

Vérification au flambage des montants du treillis

Flambage montants	
Hors plan	
L	3 [m]
Lkz	3 [m]
UNP	240
NEd	361.2 [kN]
E	210000 [N/mm ²]
A	4230 [mm ²]
Lkz	3000 [mm]
Iz	2480000 [mm ⁴]
iz	24.2 [mm]
lambdaK	124.0 [-]
lambda_	1.319 [-]
alpha	0.49 [-]
phiK	1.640 [-]
ChiK	0.382 [-]
NKRd	362 [kN]

Membrane inférieure avec vent en dépression

Il faut encore vérifier le soulèvement du treillis avec le vent en dépression.

La situation de neige est définie de la manière suivante :

$$E_d = E \{ \text{pont } q + \text{pe } q_{k, \text{vent}} \}$$

avec $f_{int} = 0,1$
 $f_{ex} = 1,5$

On a l'inversion des efforts par rapport le cas de charge normal, c'est-à-dire la membrane inférieure en compression. Il faut donc vérifier le flambage selon l'axe faible.

À partir du graphique de Stahl 6,

$$N_{Ed} = 39,0 \text{ kN}$$

Ces tables nous donnent une résistance au flambage de

$$N_{k, \text{red}} = 2224 \text{ kN}$$

($L_k = 3,0 \text{ m}$)

Comme prévu, cette situation n'est pas déterminante.

Vérification à l'ELS

Cette vérification est faite avec une charge de neige cas fréquent.

La flèche limite est égale à

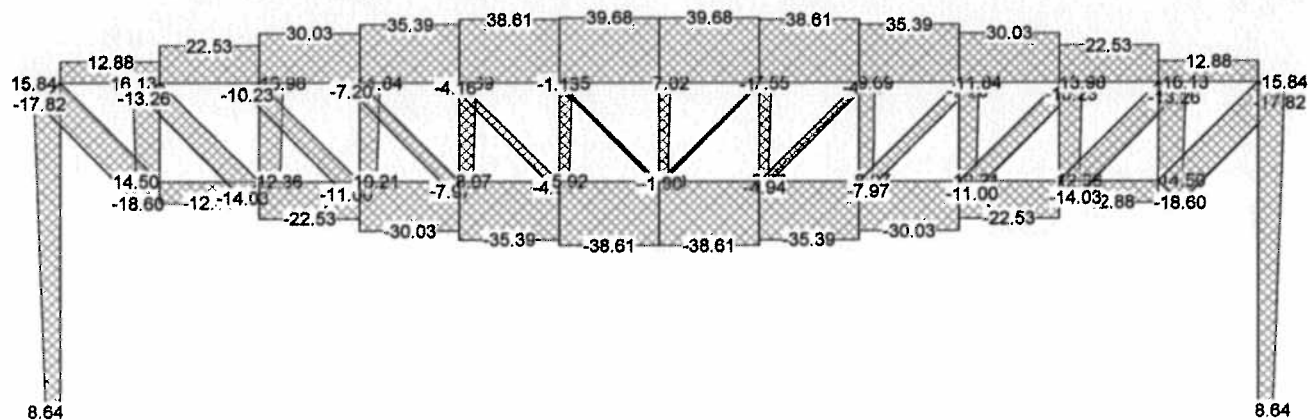
$$w_{lim} = \frac{l}{375} = \frac{36000}{375} = 96 \text{ mm}$$

SIA 260 tab. 3

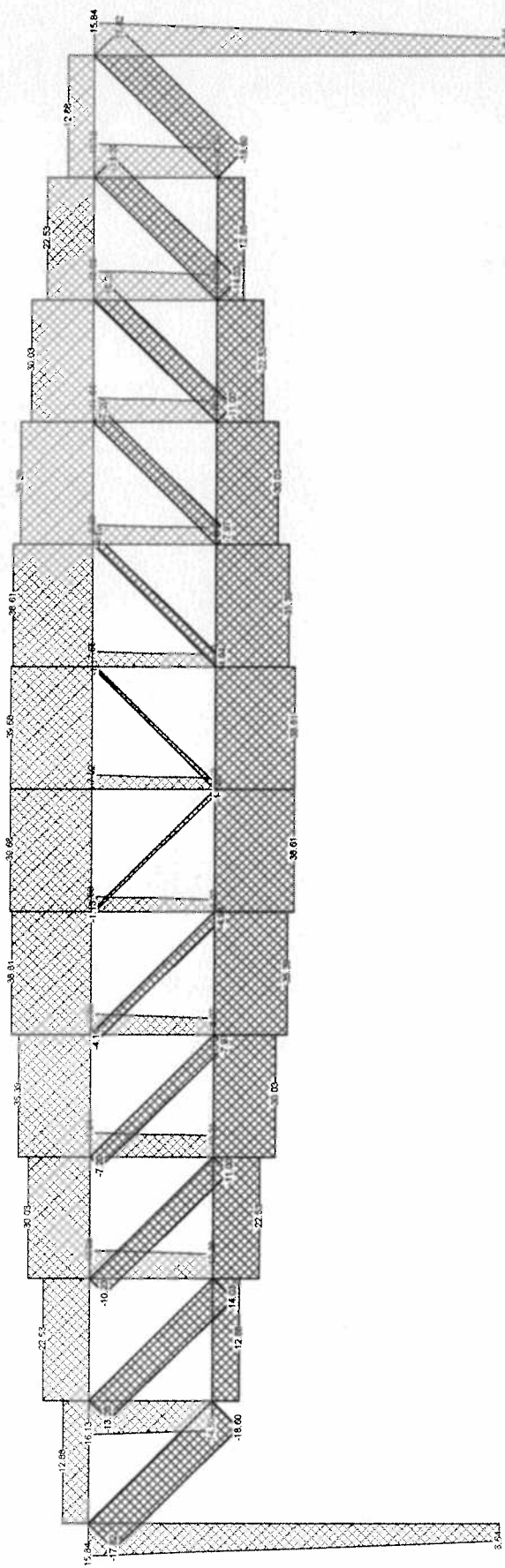
Remarque comme supposé lors de la présentation, deux poutres sont soudées ensemble pour composer les deux membrures. En effet on n'utilise pas souvent des boudins

Effort intérieur N [kN] pour: Soulevement

Échelle 1 : 229.5

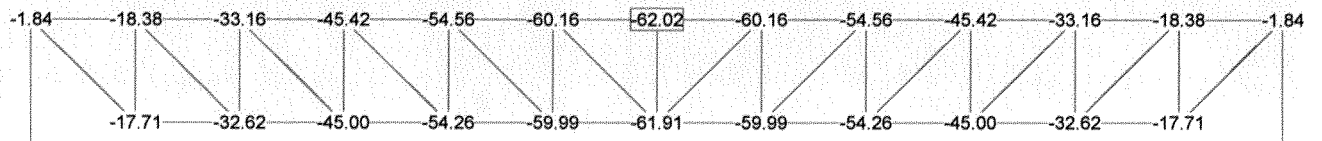


Cadre – Situation de risque avec vent prépondérant (soulèvement)



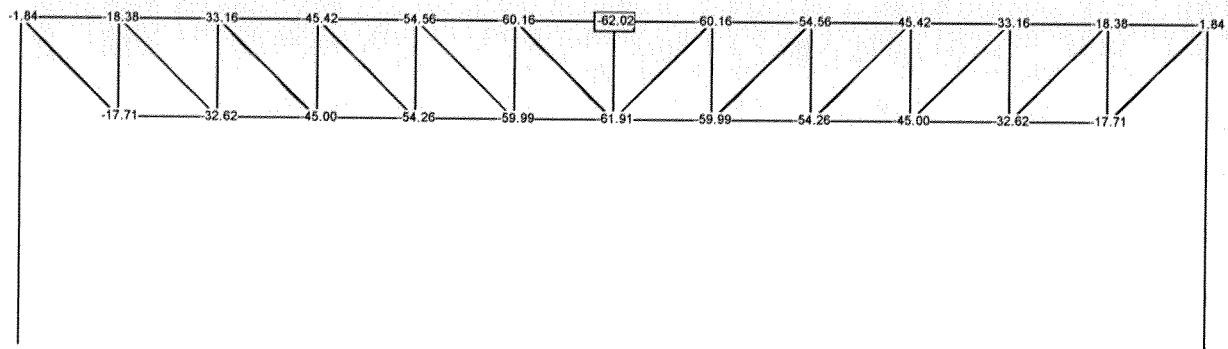
DÉPLACEMENTS DZ pour: ELS [mm], Amplification: 0.0

Échelle 1 : 219.1



Cadre - ELS

Charge de neige (cas de charge fréquent), flèches selon z :



$$W_{\max} = 62 \text{ mm}$$

$$W_{\text{lim}} = 103 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Poteaux

La vérification des poteaux est faite en tenant compte de la pente minimale de 2,5% pour la toiture, à savoir pour une hauteur des poteaux égale à 10540 mm.

Il faut vérifier les poteaux normaux mais aussi les poteaux sur lesquels on lie les sommiers pour le restaurant, qui sont soumis à un effort normal supplémentaire (poteaux type 2).

La démarche est similaire à celle des éléments comprimés. De plus, il faut considérer ici la dépression du vent qui cause un moment dans les poteaux. La vérification est alors faite avec l'interaction des deux efforts : N et M .

Démarche:

On vérifie d'abord l'axe faible du profil pour N seul; la longueur de flambage sera limitée par l'épaveement des billes, à savoir $e = 3,5 \text{ m}$:

Coefficient d'éclairement selon l'axe x vent

$$\lambda_{Kx} = \frac{l_{Kx}}{i_x}$$

$$\lambda_{Kx} = \frac{\lambda_{Kx}}{\alpha} \quad \text{avec } \alpha = 0,9 \text{ pour acier S235}$$

$\alpha = 0,9$ (courbe c); on peut déterminer ϕ_x et χ_x

selon SA 603 p. 4.5.1.3

Finalement, la résistance au flambage est donnée par:

$$N_{K,ed} = \chi_x \frac{f_y A}{\gamma_{M1,1.05}}$$

sp. 15 SA 603

Il faut encore vérifier si le déversement est empêché ou pas. Le déversement est empêché si la longueur de déversement l_D est inférieure ou égale à la longueur critique de déversement.

$$l_D \leq l_{cr}$$

l_{cr} est déterminé selon l'équation 5.16 TCC10 pour le calcul EP :

$$l_{cr} = 2,7 i_0 \left(1 - \frac{1}{2} \psi\right) \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

En considérant un profilé HEA 300 on a :

$$\begin{aligned} l_{cr} &= 2,7 \cdot 74,9 \left(1 - 0\right) \sqrt{\frac{210000}{235}} \\ &= 6045 \text{ mm} < l_D \end{aligned}$$

⇒ la formule d'interaction 6.22 a) (TCC10) doit être appliquée pour la vérification :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k,Ed}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{w_y M_{y,Ed}}{M_{D,Ed,min}} \leq 1,0$$

avec $N_{k,Ed}$ calculé comme avant, $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$.

Le coefficient w est admissiblement égal à 1,0 (charge uniformément répartie). Cette hypothèse est justifiée

du fait qu'en admettant un moment d'inertie

d'un chargement uniformément réparti, on obtient

une valeur légèrement plus faible que celle

obtenue en introduisant des charges ponctuelles au

niveau des fibres, qui est par contre compensée

par une valeur de w plus petite ($w = 0,6$)

Le moment résultant au déversement est défini selon SIA 263 § 4.5.2.3 :

$$M_{D,rd} = \gamma_D \frac{W k_D}{f_{ct}}$$

Le facteur de réduction γ_D vaut

$$\gamma_D = \frac{1}{\phi_D + \sqrt{\phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \leq 1,0$$

Dans l'anneau on détermine :

$$\sigma_{Dv} = \gamma \frac{\pi}{k_D w_D} \sqrt{E I G K} = \gamma C / k_D$$

$$\sigma_{Dw} = \gamma \frac{I_D^2}{L_D^2} \frac{\pi^2 E}{L_D^2}$$

$$\sigma_{cD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2}$$

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{k_D w_D l_D}{\sigma_{cD} w_D l_D}}$$

$$\phi_D = 0,5 \left[1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,2) + \bar{\lambda}_D^2 \right]$$

$$\text{où } \alpha_D = 0,2 \text{ (profil laminé)}$$

Avec ϕ_D on peut définir γ_D selon la formule ci-dessus.

Pour la vérification, un effort N plus grand, pour considérer les charges de l'étage 1 (restaurant) a été retenu: $N_{Ed} = 918 \text{ kN}$

$$= (807 + 111) \text{ kN}$$

charge caractéristique du 1er étage
en considérant une surface de 9 m^2 :

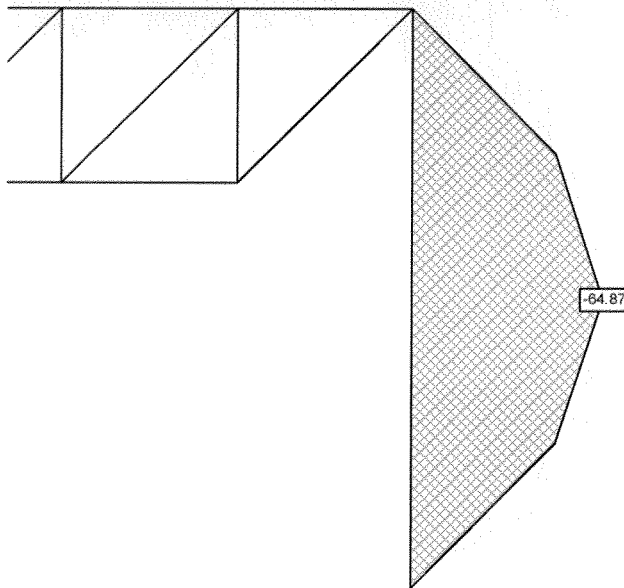
$$\left. \begin{array}{l} \text{Pl. tôle} = 0,099 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Pl. béton} = 2,25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Pl. finitions} = 1,16 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} 3,51 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ct} = 1,35$$

$$\text{ch. de restaurant} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ct} = 1,5$$

Moment dans le montant provoqué par le vent en dépression



Vérification des poteaux

Flambage poteaux	
z	
L	10.54 [m]
HEA	300
NEd	918 [kN]
E	210000 [N/mm ²]
A	11300 [mm ²]
Lkz	3500 [mm]
Iz	63100000 [mm ⁴]
iz	74.9 [mm]
lambdaK	46.7 [-]
lambda_	0.497 [-]
alpha	0.49 [-]
phiK	0.696 [-]
ChiK	0.845 [-]
NKRd	2136 [kN]

Flambage poteaux	
y	
L	10.54 [m]
HEA	300
NEd	918 [kN]
E	210000 [N/mm ²]
A	11300 [mm ²]
Lky	10540 [mm]
Iy	182600000 [mm ⁴]
iy	127 [mm]
lambdaK	83.0 [-]
lambda_	0.883 [-]
alpha	0.34 [-]
phiK	1.006 [-]
ChiK	0.672 [-]
NKRd	1700 [kN]

Moment de déversement min	
Avec coefficient eta = 1	
E	210000 [N/mm ²]
fy	235 [N/mm ²]
LD	10540 [mm]
C	2386 [kN/mm]
iD	81 [mm]
Wpl/Wel	1 [-]
Wpl	1383000 [mm ³]
eta	1 [-]
sigmaDv	226 [N/mm ²]
sigmaDw	122 [N/mm ²]
sigmacrD	257.351 [N/mm ²]
lambdaD_	1 [-]
alphaD	0 [-]
phiD	1.086466 [-]
ChiD	1 [-]
MD,Rd,min	205.5 [kNm]

Contrôle selon TGC10 éq. 6.22a		
E	210000	[N/mm ²]
I _y	182600000	[mm ⁴]
N _{Ed}	918	[kN]
L _{ky}	10540	[mm]
N _{K,Rd}	1700	[kN]
N _{cr}	3407	[kN]
omega	1	[-]
M _{Ed,max}	64.9	[kNm]
M _{D,Rd,min}	205.5	[kNm]
Contrôle	0.972243	[-]

Contrôle selon TGC éq. 6.22b		
E	210000	[N/mm ²]
f _y	235	[N/mm ²]
L _D	10540	[mm]
C	2386	[kN/mm]
i _D	81	[mm]
W _{pl/Wel}	1	[-]
W _{pl}	1383000	[mm ³]
eta	1.75	[-]
sigma _{Dv}	396	[N/mm ²]
sigma _{Dw}	214	[N/mm ²]
sigma _{macrD}	450	[N/mm ²]
lambda _{D_}	1	[-]
alpha _D	0	[-]
phi _D	0.845	[-]
Chi _D	1	[-]
M _{D,Rd(eta)}	253.5079	[kNm]

Toutes les deux conditions sont bien vérifiées.

Pannes

L'espacement des pannes est limité à 3 m.

Il faut faire une distinction entre les pannes normales et celles qui font partie du système de CV est donc plus sollicitées.

La disposition des pannes, comme montré dans le prédimensionnement, se fait de manière alternée, soit à une et à deux travées (voir fig. 8.4. TAC10)

Pour la vérification structurelle à l'ELU il faut considérer la situation de risque avec charge de neige prépondérante et alle avec dépression du vent qui agit.

Pour les pannes normales PE270 il faut vérifier la résistance au déversement.

Situation de risque 1 : neige prépondérante

$$E_d = E \{ f_g (q_e + q_{fi}) + f_{qk,s} \}$$

$$\hookrightarrow M_2, E_d = 92,3 \text{ kNm}$$

ELU type 2

Situation de risque 2 : vent prépondérant, sautolement

$$E_d = E \{ f_{g,inf} (q_e + q_{fi}) + f_{qk,w} \}$$

$$\hookrightarrow M_2, E_d = 7,1 \text{ kNm}$$

ELU type 2

Dans ce dernier cas la sollicitation est inférieure mais la longueur de flambage est plus grande

Remarque la flexion panchée n'est pas vérifiée comme l'inclinaison de la toiture est très faible.

La résistance au séisme est tirée par la table S35 C3.

Les résultats de la vérification se trouvent sur la page suivante.

La vérification à l'ELS est faite par un cas de charges fréquent (Neige réduite par $\gamma_s = 0,95$)

Pannes du système de couverture

Ces pannes sont soumises à un effort normal élevé.

Elles doivent en effet reprendre la composante longitudinale de la force dans le couvrement.

La vérification au flambage se fait avec interaction de l'effort normal et de flexion (N-M)

Selon BA 263 § 4.3.1

$$\text{Vérification : } \frac{N_{Ed}}{N_{k,ed}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{Ed}}{M_{k,ed}} \leq 1$$

Remarque : Comme les pannes IPER20 ont une hauteur $h = 270 \text{ mm}$, il faut choisir un profilé qui ait une hauteur similaire pour des raisons constructives (entre une certaine tolérance).

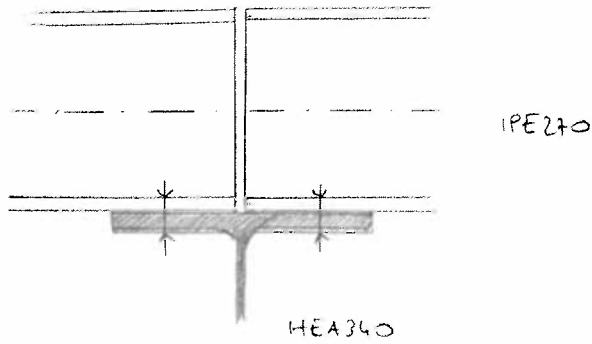
Il est pourtant judicieux de changer de profilé (passer de PE à HEA, éventuellement HEB), afin de limiter la hauteur nécessaire.

La vérification se trouve à la page 51

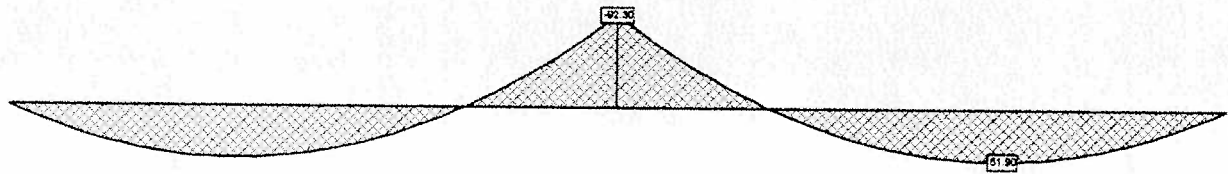
Schéma des pannes articulées



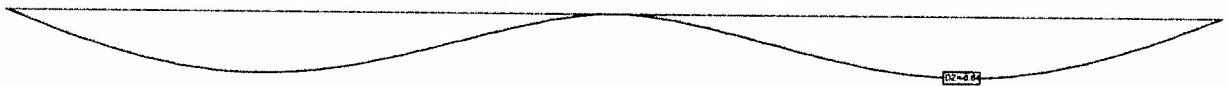
Détail



Pannes

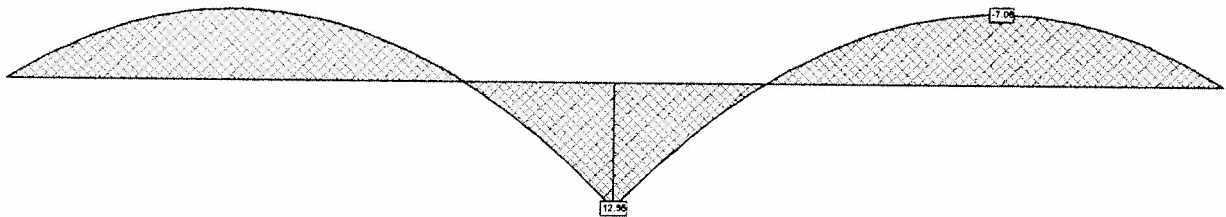


$M_{Ed} = 92.3 \text{ kNm}$



$W_{max} = 7 \text{ mm}$

$W_{lim} = 17 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$



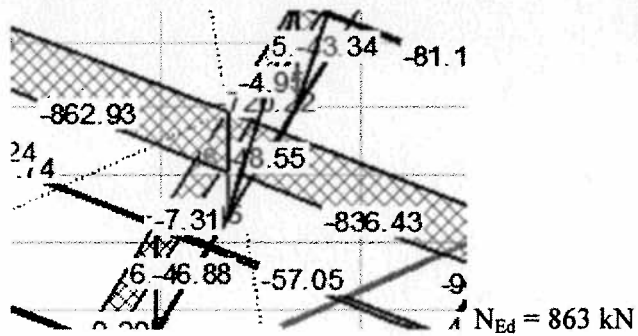
$M_{Ed} = 7.1 \text{ kNm}$

Resistance au déversement Neige prépondérante	
LD	1.5 [m]
MD,Rd	107 [kNm]
MEd	92.3 [kNm]

Résistance au déversement Vent prépondérant soulèvement	
LD	4.5 [m]
MD,Rd	66 [kNm]
MEd	7.1 [kNm]

Pannes du CV

Effort Normal



Un profilé laminé en double T HEA 280 permet d'avoir une même hauteur des autres pannes (IPE 270), on choisit ainsi de mettre des profilés HEA 280 :

Pannes du CV	
Flambage: interaction M-N	
HEA	280
E	210000 [N/mm ²]
M	92.3 [kNm]
N	863 [kN]
I _y	136700000 [mm ⁴]
L _{ky}	6000 [mm]
N _{k,Rd}	1889 [kN]
N _{cr}	7870 [kN]
omega	1 [-]
MR _d	248.9 [kNm]
Contrôle	0.87336 OK

Filières

Filières long par

Système statique : poutre continue sur deux travées (2 appuis).

La filière est appuyée chaque 6m, aussi bien dans le plan horizontal que vertical.

Hypothèses :

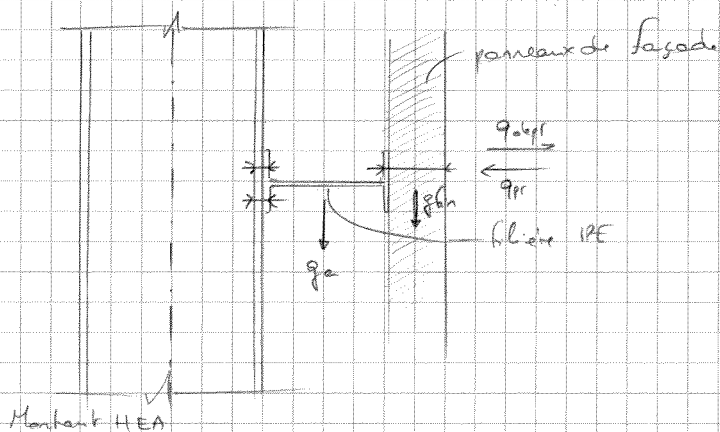
- le panneau de façade reprend le moment de torsion dû à l'excentricité de la charge
- le déversement est empêché par le panneau de façade en cas de vent en pression. Par contre, en cas de dépression, le déversement n'est pas empêché!

Situation de vent et cas de charge :

Le vent prépondérant est la seule situation possible; les deux cas de charge résultants sont :

$$E_d = E \{ f_g (g_a + f_{fi}) + f_q (q_{e,pr}; q_{e,sup}) \}$$

Le poids propre de la filière g_a agit verticalement, ainsi que la surcharge du panneau de façade q_{fu} ($q_{fu} = 0,14 \text{ kN/m}^2$). Ces deux forces, sollicitent donc la filière selon son axe faible puisque elle est fixée à 90° (voir schéma).



Les efforts sont donnés dans les pages ci-après
(à partir du modèle en statik)

La vérification s'effectue par la méthode él-pl:

- Dans le cas de déversement air empêché, le contrôle est le suivant:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad \text{SA263 éq. 49}$$

- Dans le cas avec le vent ou dépression, la longueur de déversement vaut:

$$l_D = 0,8 l = 0,8 \cdot 6 \text{ m} = 4,8 \text{ m}$$

La vérification au déversement se fait par la formule:

$$\left(\frac{w_y M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\beta + \left(\frac{w_z M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0 \quad \text{SA463 éq. 52}$$

avec $\beta = 1,0$ (cas le plus défavorable)

$$w_y = w_z = 1,0 \text{ (chargement transversal)}$$

$$M_{z,Rd} = M_{z,Rd} \text{ (avec } N_{Ed} = 0)$$

$$\text{Par contre, } M_{y,Rd} = M_{y,Ed, max} = K_D \frac{w_y f_y}{f_e}$$

Il faut donc déterminer les paramètres déjà

définis dans le calcul du poteau

$$(T_{Dv}, T_{Dw}, T_{Ed}, T_D, t_D, K_D)$$

Filières pignon

La vérification est la même; il faut faire attention que dans ce cas elles sont plus sollicitées!

Voir résultats ci-après.

Filières long pan

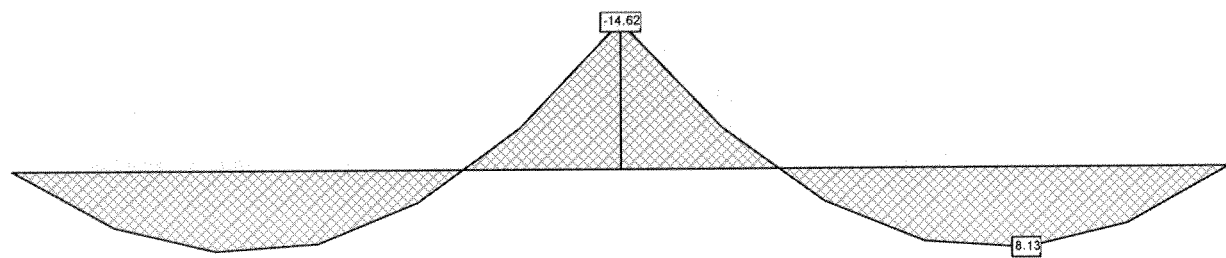
ELS

La flèche dans l'axe z est déterminante (axe faible du profile puisque 90°). Il faut disposer des profilés IPE 200 :



$$W_{\max} = 16.0 \text{ mm}$$

$$W_{\lim} = 20.0 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



$$M_{\text{Ed,pr}} = 14.6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed,depr}} = 8.1 \text{ kNm}$$

Contrôle pr

Filières Long pan Interaction My-Mz	
IPE	200 90°
My,Ed	-14.6 [kNm]
PP	0.224 [kN/m']
Mz,Ed	4.34 [kNm]
MyRd	49.4 [kNm]
MzRd	10 [kNm]
beta	1.1 [-]
Contrôle	0.52 OK

Contrôle depr

Calcul de MyredRd	
eta	1 [-]
C	665 [kN/mm]
sigmaDv	139 [N/mm ²]
Lk	4.8 [mm]
iD	26 [mm]
lambdak	185 [-]
sigmaDw	61 [N/mm ²]
sigmacrD	151 [N/mm ²]
lambda_	1.330 [-]
Wply	221000 [mm ³]
Wely	194000 [mm ³]
phiD	1.503 [-]
ChiD	0.454 [-]
MyredRd	22.4 [kNm]

LD	4.8 [m]
omega y	1 [-]
MyEd	8.1 [kNm]
omega z	1 [-]
MzEd	2.44 [kNm]
MzredRd	10 [kNm]
beta	1 [-]
Contrôle	0.61 OK

Filières pignon

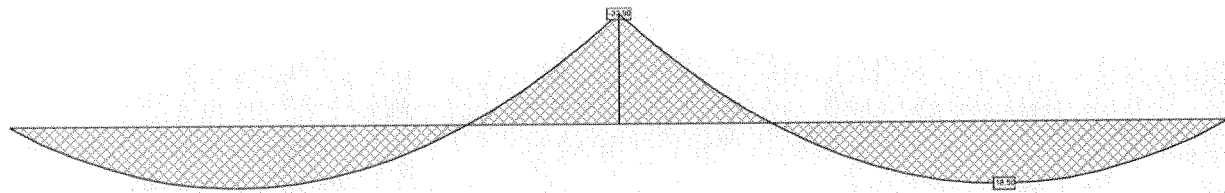
ELS

La flèche dans l'axe z est déterminante (axe faible du profile puisque 90°). Il faut disposer des profilés IPE 270 :



$$W_{\max} = 34.5 \text{ mm}$$

$$W_{\text{lim}} = 30.0 \text{ mm} \sim \text{OK (contacter le MO)}$$



$$M_{\text{Ed,pr}} = 32.9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed,depr}} = 18.5 \text{ kNm}$$

Contrôle pr

Filières Pignon		
Interaction My-Mz		
IPE	270	90°
My,Ed	32.9	[kNm]
PP	0.361	[kN/m']
Mz,Ed	6.54	[kNm]
MyRd	108.3	[kNm]
MzRd	21.7	[kNm]
beta	1.1	[-]
Contrôle	0.39	OK

Contrôle depr

Calcul de MyredRd		
eta	1	[-]
C	781	[kN/mm]
sigmaDv	108	[N/mm ²]
LK	7.2	[mm]
iD	35	[mm]
lambdak	206	[-]
sigmaDw	49	[N/mm ²]
sigmacrD	119	[N/mm ²]
lambda_	1.493	[-]
Wply	484000	[mm ³]
Wely	429000	[mm ³]
phiD	1.750	[-]
ChiD	0.376	[-]
MyredRd	40.7	[kNm]

LD	7.2	[m]
omega y	1	[-]
MyEd	18.5	[kNm]
omega z	1	[-]
MzEd	6.54	[kNm]
MzredRd	21.7	[kNm]
beta	1	[-]
Contrôle	0.76	OK

Assemblages

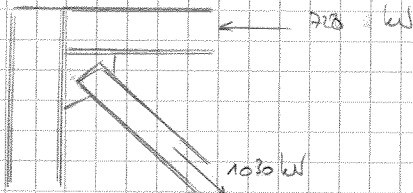
Assemblage 1 - Angle du cadre articulé

Le dimensionnement de l'assemblage consiste à déterminer le nombre de boulons nécessaires à la transmission de l'effort, ainsi que les soudures.

Comme la transmission des forces se fait en cisaillement, la résistance des boulons doit être vérifiée.

De plus, il faut vérifier la pression latérale dans l'assemblage.

Pour cet assemblage, les forces à transmettre sont



On choisit des boulons de type :

M20 10.9 précontraints

Ces boulons sont maintenus pour tout le travail pour des raisons constructives (pas de confusion et rendre la construction plus rapide)

Résistance à un effort de cisaillement

La résistance ultime au cisaillement d'une section, cisailée d'un boulon est directement proportionnelle à son aire.

$$F_{u,b} = 0,6 \frac{f_{u,b}}{\gamma_{M2}} A_s \quad (\text{avec } 10.9)$$

En utilisant directement les tables ST5C

On a :

$$F_{u,20} = 301 \text{ pour } M20 \text{ no } 9, \text{ section double}$$

ST5C

On a donc besoin au moins de

$$N = \frac{1530}{301} = 5,08 \text{ vers } 6 \text{ boulons diagonaux}$$

$$N = \frac{918}{301} = 3,05 \text{ vers } 3 \text{ boulons horizontaux}$$

Pression latérale

Cette vérification se base sur l'hypothèse que la pression de contact est uniformément répartie sur la hauteur des tôles.

La résistance ultime est influencée par la distance e_s , qui sépare les boulons du bord de la pièce dans la direction de l'effort.

La vérification consiste donc à éviter une ovalisation du trou ou un arrachement de la pièce.

Pour chacune des pièces assemblées, la valeur de calcul de la résistance à la pression latérale vaut :

$$F_{u,20} = 0,85 \frac{e_s}{d_0} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d \cdot t \leq 2,5 f_u d t$$

où $F_{u,20}$ = valeur de calcul de la pression latérale de la pièce assemblée

f_u : résistance à la traction de la pièce assemblée

$$f_u = 360 \frac{N}{mm^2} \quad (S235)$$

$$f_u = 510 \frac{N}{mm^2} \quad (S355)$$

e_1 : pince dans la direction de l'effort

d_0 : diamètre du trou (donné par le boulon)

d : diamètre de la tige du boulon

t : épaisseur de la pièce assemblée considérée

γ_{M2} : marge supplémentaire pour la résistance des usages d'assemblage

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Avec des boulons M20 :

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Pour la diagonale

$$S355 \Rightarrow f_u = 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Déterminer, on commence par calculer la résistance à la traction latérale limite, $F_{t,rd \text{ lim}}$

$$F_{t,rd \text{ lim}} = 2,4 f_u d t / \gamma_{M2}$$

À partir de cette valeur, on calcule la pince e_1 qui permet d'atteindre cette résistance :

$$e_1 = \frac{F_{t,rd \text{ lim}} \cdot d_0 \cdot \gamma_{M2}}{0,85 f_u d t}$$

$F_{t,rd \text{ lim}}$ nous donne le nombre minimal de boulons nécessaires.

Ensuite, on peut ajouter ce nombre avec e_1 .

Ce procédé est résumé dans les tableaux des résultats.

Pour la plaque entre les diagonales (2x UNP)

$$S355 \rightarrow f_u = 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

On applique le même procédé. Son épaisseur sera usagée.

Pour les membrures (S235)

Etat qu'on a un effort de compression, la résistance à la pression latérale ne dépend pas de la poutre en et on utilise $F_{b,ed,lim}$

$$F_{b,ed,lim} = 2,4 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot d \cdot t$$

$$= 2,4 \cdot \frac{360}{1,25} \cdot 20 \cdot 9,5 \text{ mm} = 131 \text{ kN}$$

$$N_{uic} = \frac{N_{Ed}}{F_{b,ed,lim}} = \frac{928}{131} = 7,1 \rightarrow 6 \text{ boulons}$$

Pour la plaque (S235)

le même procédé est appliqué

Soudures

On choisit de faire des soudures : cordon d'angle comme elle est plus économique.

Pour le dimensionnement d'un cordon d'angle, il faut vérifier que les forces puissent être transmises d'une pièce à l'autre à travers de la soudure; elles doivent passer par les sections suivantes:

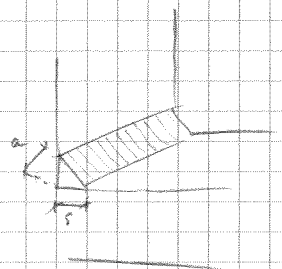
- section de gorge $a \cdot l$ (soudure à un effort de traction)
- section de contact $s \cdot l$ (solicitée par traction ou cisail)

Dans le cas de l'acier S235, la deuxième section est déterminante.

$$F_{t,Rd} = S_{int} \cdot l \cdot 0,8 \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$$

où l = longueur du cordon d'angle

$$\gamma_{M2} = 1,25$$



$$l_{eff} = 0,5l$$

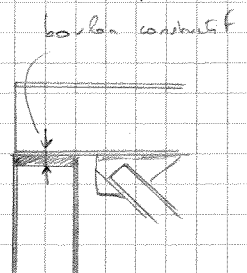
$$T_{Rd,R} = 0,7 \cdot l \cdot t$$

Remarque Des soudures à pénétration partielle ne sont pas possibles, comme l'épaisseur de l'âme est très faible (\rightarrow on arrive à pénétration complète)

Démarche : à l'aide des abaques dans SES 05 on peut dimensionner le cordon d'angle en cherchant à limiter la dimension a (\rightarrow soudeuse plus longue et moins grande pour raisons économiques)

Remarque la diagonale est fixée contre la membrure. Ceci permet d'élever le rendement qui serait nécessaire dans le cas de la diagonale fixée au poteau. En effet, l'effort de compression n'est pas repris par l'âme du poteau puisque il entre dans la diagonale (\rightarrow seulement une petite partie entre dans l'âme du poteau)

Remarque Le détail pourrait être amélioré en prolongeant la membrure supérieure sur le poteau. Ceci évite de devoir souder la plaque comme le montant et la transmission des efforts serait plus "naturelle" (au lieu d'avoir la soudure sollicitée en excentré). Cependant, pour exécuter le calcul des assemblage, dans cet exercice on maintient une conception qui prévoit la plaque soudée contre le montant (même si moins bonne du point de vu constructif/économique).



Remarque Les dimensions minimales entre boulons sont fixés selon SES 05

Assemblage 1 – Angle de cadre (articulation)

Boulons

Assemblage 1 - Diagonale	
Pression latérale	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t diag	7.5 [mm]
fu	510 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	146880 [N]
e1 corrip	62 [mm]
Nb,néc	4 [-]
e1	55 [mm]
FuB,Rd	130.05 [N/mm ²]
FRd,tot	520.2 [kN]
NEd	515 [kN]

Assemblage 1 - Plaque diagonale	
Pression latérale	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	15 [mm]
fu	510 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	293760 [N]
e1 corrip	62 [mm]
Nb,néc	4 [-]
e1	55 [mm]
FuB,Rd	260.1 [N/mm ²]
FRd,tot	1040.4 [kN]
NEd	1030 [kN]

Assemblage 1 - Membrure sup	
Ovalisation des trous	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	9.5 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	131328 [N]
Nb,néc	6 [-]
FRd,tot	788.0 [kN]
NEd	728 [kN]

Assemblage 1 - Plaque membrure	
Ovalisation des trous	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	5 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	69120 [N]
Nb,néc	6 [-]
FRd,tot	414.7 [kN]
NEd	364 [kN]

Soudures – Cordon d'angle

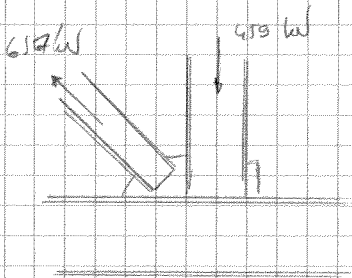
Assemblage 1	
Plaque de la diagonale	
FE _d	1030 [kN]
gammaM2	1.25 [-]
f _y	235 [N/mm ²]
delta L	604 [mm]
a	8 [mm]

Assemblage 1	
Plaque de la membrure	
FE _d	328 [kN]
gammaM2	1.25 [-]
f _y	235 [N/mm ²]
delta L	190 [mm]
a	9 [mm]

Assemblage 2 - Liaison Diagonale - Maitres - Membrane inf

Tous les remarques et le procédé exposé dans le premier assemblage restent valables

Schéma de l'assemblage :



Remarque à cet endroit, tous les éléments sont en acier S235

Résistance au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 301$$

S235 C5

$$\hookrightarrow N_b = \frac{656}{301} = 2,2 \rightarrow 3 \text{ boulons au moins}$$

(Les autres vérifications sont faites à l'aide d'Excel
(voir tableaux))

Assemblage 2 – Liaison Diagonale-Montant-Membrure inférieure

Boulons

Assemblage 2 - Diagonale	
Pression latérale	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t diag	7.5 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	103680 [N]
e1 corrip	62 [mm]
Nb,néc	4 [-]
e1	55 [mm]
FuB,Rd	91.8 [N/mm ²]
FRd,tot	367.2 [kN]
NEd	328.5 [kN]

Assemblage 2 - Plaque diagonale	
Pression latérale	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	15 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	207360 [N]
e1 corrip	62 [mm]
Nb,néc	4 [-]
e1	55 [mm]
FuB,Rd	183.6 [N/mm ²]
FRd,tot	734.4 [kN]
NEd	657 [kN]

Assemblage 2 - Montant	
Ovalisation des trous	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	9.5 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	131328 [N]
Nb,néc	2 [-] >>4
FRd,tot	262.7 [kN]
NEd	229.5 [kN]

Assemblage 2 - Plaque membrure	
Ovalisation des trous	
d	20 [mm]
d0	22 [mm]
t	15 [mm]
fu	360 [N/mm ²]
gamM2	1.25 [-]
Fb,Rd lim	207360 [N]
Nb,néc	3 [-] >>4
FRd,tot	622.1 [kN]
NEd	459 [kN]

Soudure – Cordon d'angle

Assemblage 2	
Plaque	
FE _d	657 [kN]
gammaM ₂	1.25 [-]
f _y	235 [N/mm ²]
delta L	960 [mm]
a	4 [mm]

Contreventaux

Les contreventaux sont dimensionnés pour reprendre les efforts en traction seulement.

Le critère de dimensionnement est donc :

$$N_{td} = \frac{F_y A}{\gamma_{M1}}$$

Les contreventaux tiennent latéralement la structure et sont fondamentaux, vu que le système statique choisi par le cadre n'est pas stable. Par contre, ce système statique a l'avantage de ne solliciter le montant qu'en compression (pas de moments de torsion). Les assemblages, articulés, seront plus faciles et économiques à réaliser.

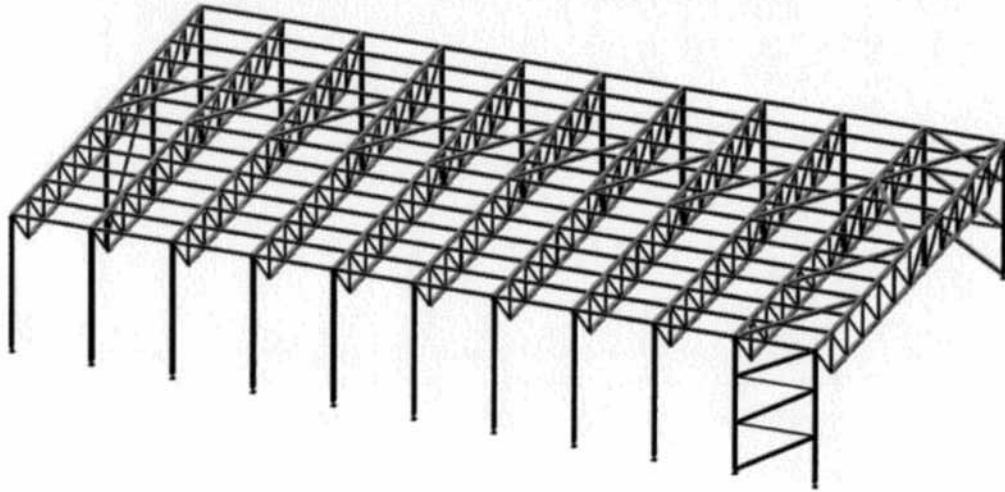
Les contreventaux de tôle sont fixés sur le membre supérieur de l'acier, c'est-à-dire au-dessous des pannes.

Des problèmes surviennent à l'ECS. Des solutions pour le respect de la convention d'utilisation selon diverses à la fin.

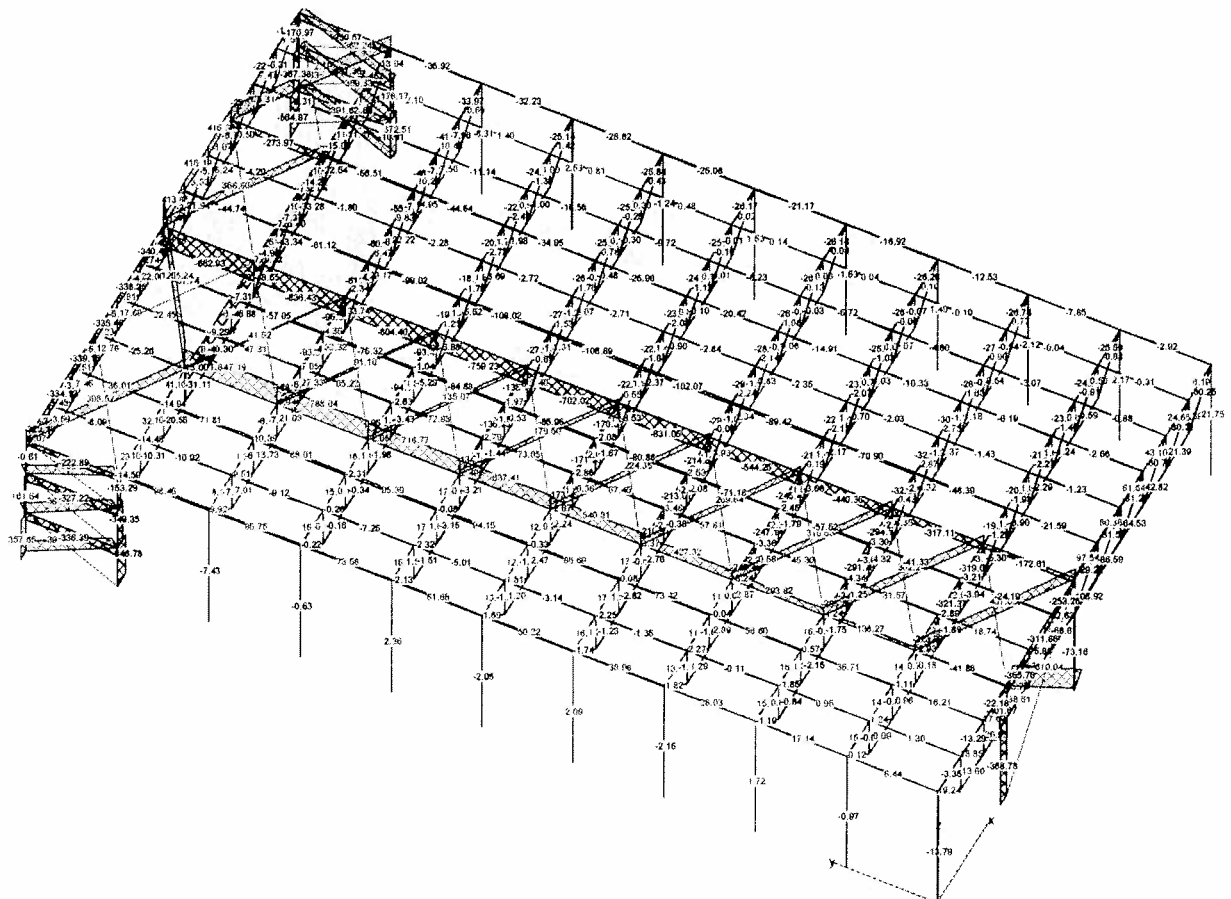
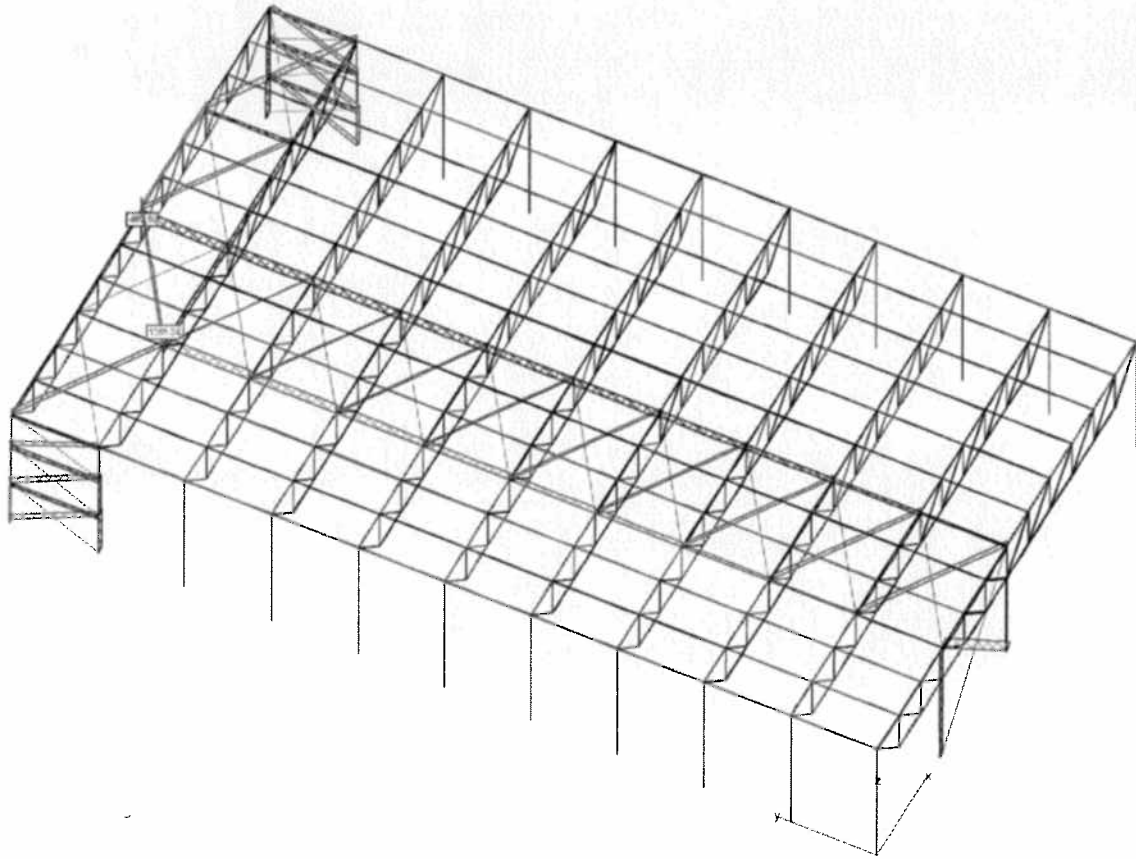
Enveloppe

Le bardage de la halle est constitué de panneaux sandwich d'acier. Leur dimensionnement n'est pas approfondi dans le projet.

Statik 6 – Modèle 3D de halle pour étudier le système de contreventement



Efforts dans le CV



Résultats

CV	Effort [kN]	Anéc [mm ²]	Anéc [mm ²]	Profilé
Toiture				
1x	407	1819		LNP130x12
2x	1265	5652	2826	LNP130x12
Long pan				
1x	395	1765		LNP100x10
Pignon				
2x	610	2726	1363	LNP120x12

Dimensionnement système poutres du 1^{er} étage

Plancher mixte sur poutres-solives (voir prédimensionnement)

Par rapport au prédimensionnement, on choisit par contre des poutres HEA 240. Les solives sont maintenues des profils IPE 240.

Comme déjà vu, il y a deux situations de risque à considérer :

- montage, sans état mixte
- définitif, avec état mixte acier-béton

Solives : la vérification à l'état de montage a été déjà calculée et vérifiée dans le prédimensionnement.

On veut ici vérifier le état définitif.

Il faut d'abord calculer la largeur participative d'une solive ; selon NIA 262 § 4.1.33

$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$ \leq espacement des solives

avec $b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 b_w =$

$$= 0,2 \frac{(2000 - 110)}{2} \text{ mm} + 0,1 \cdot 6000 \text{ mm}$$

$$= 788 \text{ mm}$$

$$788 < 0,2 b_w = 0,2 \cdot 6000 = 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b_{eff} = 2 b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 788 + 110 = 1696 \text{ mm}$$

$$1696 \text{ mm} < 2000 \text{ mm} \rightarrow b_{eff} = 1696 \text{ mm}$$

On veut calculer la position de l'axe neutre :

$$A_c = 3910 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_c}{y_{pl}} = \frac{96,4 \cdot 1696}{\left(\frac{235}{205 \cdot 25} \right) \frac{1,5}{1,05}} = 3235$$

avec $86,5 =$ laeq valeur équivalente (d'une dalle pleine)

Comme $A_a < \frac{A_c}{\gamma_{pl}}$ \Rightarrow l'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

TGC 10 lab 60

Le module de section plastique vaut :

$$W_{pl,t,b} = A_a \left(h - z_a - \frac{1}{2} \frac{\gamma_{pl} A_a}{\rho_{bet}} \right)$$

$$= 3910 \left(350 - 120 - \frac{1}{2} \frac{15,8 \cdot 3910}{1696} \right) = 828 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

TGC 10 lab 60

Le moment résistant plastique vaut ainsi :

$$M_{pl}^+ = f_y W_{pl,t,b} = 235 \cdot 828 \cdot 10^3 = 195 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{pl}^+}{\gamma_a} = M_{ed} = \frac{195}{1,05} = 186 \text{ kNm} > M_{Ed} = 177 \text{ kNm}$$

prédim.

Comme l'étude de ce système n'est pas le but principal du projet, on tracera ici le calcul de la connexion (par goujons) et aussi le calcul de l'aptitude au service. Par ce dernier, si le calcul montre que n'est pas vérifiée, il suffit d'ajouter une couche d'acier qui élimine le problème.

Sommiers

Le calcul des sommiers est fait pour un système statique en poutre simple. Les semelles supérieures des colonnes et des sommiers sont alignés à la même hauteur.

Comparatives

• Sommiers \rightarrow HEA 450 5285 ($f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$)
 $\gamma_a = 0,607 \text{ kN/m}$

• Colonnes \rightarrow IPE 240 1235 ($f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$)
 $\gamma_a = 0,307 \text{ kN/m}$

- épaisseur totale de la dalle mixte = 100 mm
($h_{sp} = 86 \text{ mm}$)
- béton de la dalle C25/30
($f_{cd} = 25 \text{ N/mm}^2$; $E_m = 34400 \text{ N/mm}^2$)

Les poutres se trouvent à une distance de 6 m

Stade de montage

- PP solives et poutres $g_0 = 0,603 + \left(\frac{0,302 \cdot 3 \text{ m}}{2} \right) = 1,06 \frac{\text{kl}}{\text{m}}$
- tôle : $g_1 = 0,1 \text{ kl/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 0,3 \text{ kl/m}$
- béton frais : $g_2 = 2,25 \text{ kl/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 6,75 \text{ kl/m}$
- ch. de construction : $g_3 = 2 \text{ kl/m}$

Stade définitif

- PP inchargé : $g_4 = 1,06 \frac{\text{kl}}{\text{m}}$
- PP dalle : $g_5 = g_1 + g_2 = 7,1 \text{ kl/m}$
- Linteaux : $g_6 = 1,6 \text{ kl/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 4,8 \text{ kl/m}$
- ch. tôle : $g_7 = 5,0 \text{ kl/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 15 \text{ kl/m}$

classe I (provisoirement)

Deviement au stade de montage :

$$l_d = 2000 \text{ mm}$$

puisque poutres tenus latéralement par les solives

On vérifie :

$$l_{cr} = 2,7 \cdot i_z \cdot (1 - 0,5 \psi) \sqrt{\frac{E}{A}} = 2,7 \cdot 60 \cdot (1 - 0,5) \sqrt{\frac{200000}{235}} = \psi = 1 \text{ d'ax.}$$

$$= 2420 \text{ mm} > \frac{l_d}{2,1} \Rightarrow \text{déviement par déformement}$$

Au stade définitif le déviement n'est pas déterminant non plus (à cause de la dalle et de la connexion)

Calcul des sollicitationsMontage :

$$M_{Ed} = 1,35 (g_k + p_{k1} + p_{k2}) \frac{l^2}{8} + 1,5 p_{k3} \frac{l^2}{8}$$

$$= 1,35 \cdot 8,1 \cdot \frac{6^2}{8} + 1,5 \cdot 2 \cdot \frac{6^2}{8} = 62,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 8,1 \cdot \frac{6}{2} + 1,5 \cdot 2 \cdot \frac{6}{2} = 41,8 \text{ kN}$$

Définitif

$$M_{Ed} = 1,35 (g_k + p_{k1} + p_{k2}) \frac{l^2}{8} + 1,5 p_{k3} \frac{l^2}{8}$$

$$= 1,35 (12,96) \frac{6^2}{8} + 1,5 \cdot 15 \cdot \frac{6^2}{8} = 180 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1,35 (12,96) \frac{6}{2} + 1,5 \cdot 15 \cdot \frac{6}{2} = 110 \text{ kN}$$

Vérification de la capacité structurale ECUMontage :

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{pl}}{g} = \frac{235 \cdot 695 \cdot 10^3}{1,05} = 151 \text{ kNm} > M_{Ed} \text{ ok}$$

$$V_{Rd} = 325 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ ok}$$

SFS CS

Définitif

Comme pour les pannes, il faut d'abord déterminer

b_{eff} : (largeur participante)

SFS CS

$$b_{eff,1} = 0,2 \frac{(6000 - 40)}{2} + 0,1 \cdot 6000 = 1170 \text{ mm}$$

$$1170 \text{ mm} < 0,2 \cdot l = 1200 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_w = 1170 + 240 = 1410 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve :

$$A_a = 7680 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_c}{\gamma_{pl}} = \frac{86,4 \cdot 1410}{\frac{235}{0,85 \cdot 25} \cdot \frac{1,5}{1,05}} = 7744 \text{ mm}^2$$

Comme $A_e < \frac{A_c}{\gamma_f}$ l'axe neutre se trouve dans la dalle même dans ce cas

Le module de la section platiée vaut :

$$W_{pl,t} = A_c \left(h - z_a - \frac{1}{2} \frac{\gamma_{pl} A_c}{\gamma_{cf}} \right)$$

$$= 7680 \left(330 - 115 - \frac{1}{2} \frac{15,8 \cdot 7680}{1776} \right) = 1255 \cdot 10^3$$

Moment résistant

$$M_{pl,t} = \frac{f_y W_{pl,t}}{\gamma_m} = \frac{235 \cdot 1255 \cdot 10^3}{1,05} = 281 \text{ kNm}$$

$$281 \text{ kNm} > M_{Ed} = 180 \text{ kNm} \quad \text{OK} \checkmark$$

De même que pour les solives, les calculs de la connexion et de l'aptitude au service ne sont pas développés.

Poteaux intermédiaires

Pour les poteaux on vérifie la longueur de flambage (axe faible)

$$L_{eff} = 3,0 \text{ m} \approx 3000 \text{ mm}$$

On choisit un profilé HEA 180 pour des raisons constructives :

Selon S25C4 on a

$$N_{k,red} = 930 \text{ kN}$$

La résistance est ainsi supérieure à la charge reprise par un poteau ($\approx 231 \text{ kN}$ en considérant une surface de 18 m^2)

Problème particulier

Pied de montant

Semelle

Comme fondation, on décide de placer sous chaque poteau une semelle isolée (fondation superficielle).

Vu que la charge ponctuelle transmise par les poteaux est élevée (>900 kN), il faut d'abord trouver les dimensions de la semelle pour que le sol puisse reprendre la charge.

Vu qu'on n'a pas accès aux résultats d'une campagne d'essais sur place, ni aux données générales sur le sol de La Chaux-de-Fonds, on utilise des paramètres standard, à savoir :

- Valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif: 30°
- Valeur caractéristique du poids volumique saturé: 20 kN/m³
- Valeur caractéristique du poids volumique sec: 16 kN/m³

Ces paramètres sont introduits dans une applet² qui calcule rapidement la résistance du sol et permet de se faire une idée sur les dimensions nécessaires de la semelle.

On note que la profondeur de la semelle a une influence non négligeable sur la résistance ; le mécanisme de poinçonnement a en effet plus de difficultés à se développer quand la semelle se trouve plus en bas. Cette position est aussi favorable pour limiter les effets du gel, qui peut créer des déplacements dangereux.

Capacité portante de fondations superficielles

Valeur de calcul de la charge verticale	914	E V,d [kN]	
Valeur de calcul de la charge horizontale	0	E H,d [kN]	
Valeur de calcul du moment fléchissant	0	M d [kN.m]	
Valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif	30	φ^k [°]	
Valeur caractéristique de la cohésion effective	0	c'k [kN/m ²]	
Valeur caractéristique de la cohésion non drainée	0	c uk [kN/m ²]	
Valeur caractéristique du poids volumique saturé	20	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	
Valeur caractéristique du poids volumique sec	16	$\gamma_{sec,k}$ [kN/m ³]	
Profondeur de la semelle	1.5	t [m]	
Largeur de la semelle	1.3	b [m]	
Longueur de la semelle (L=0 si longueur infinie)	1.3	L [m]	
Inclinaison de la semelle	0	a [°]	

Résultats		
q p =	561.724	[kN/m ²]
R N,d =	949.315	[kN] ou [kN/m]
Vérification au poinçonnement	Vérifiée	RN,d ≥ E V,d t
Dimensions du mécanisme		
d1 =	5.576	[m]
d2 =	2.06	[m]

Semelle rugueuse
Cas drainé
Nappe sous le mécanisme

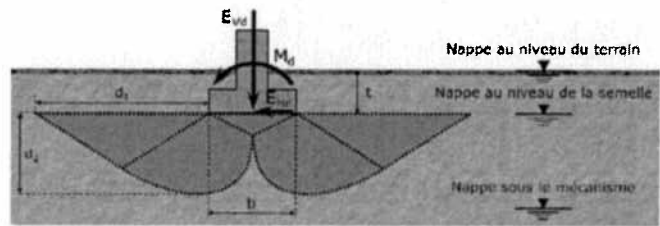
Calculer	Détails	Reset
----------	---------	-------

Figure P1 : Première variante de semelle isolée

² Développée par G. Battaglia, Projet LMR ICOM-EPFL

Capacité portante de fondations superficielles

Valeur de calcul de la charge verticale	914	$E_{V,d}$ [kN]	Semelle rugueuse
Valeur de calcul de la charge horizontale	0	$E_{H,d}$ [kN]	Cas drainé
Valeur de calcul du moment fléchissant	0	M_d [kN.m]	Nappe sous le mécanisme
Valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif	30	ϕ^k [°]	
Valeur caractéristique de la cohésion effective	0	c^k [kN/m ²]	
Valeur caractéristique de la cohésion non drainée	0	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	
Valeur caractéristique du poids volumique saturé	20	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	
Valeur caractéristique du poids volumique sec	16	$\gamma_{sec,k}$ [kN/m ³]	
Profondeur de la semelle	1.0	t [m]	
Largeur de la semelle	1.5	b [m]	
Longueur de la semelle (L=0 si longueur infinie)	1.5	L [m]	
Inclinaison de la semelle	0	α [°]	



Résultats

q p =	417.941	[kN/m ²]
R.N.d =	940.366	[kN] or [kN/m]
Vérification au poinçonnement	Vérifier RNd <= Rvd ?	

Dimensions du mécanisme

d1 =	6.434	[m]
d2 =	2.377	[m]

Calculer Détails Reset

Figure P2 : Autre variante de semelle isolée

D'après ces considérations on choisit une semelle de 1300x1300m située à une profondeur z = 1.5 m (variante 1).

Les semelles sont reliées entre-elles comme montré dans la page à la fin du chapitre, afin de réduire les tassements différentiels.

Calcul des sollicitations

Cas de charge 1 (compression max avec neige prépondérante)

$$N_{1,Ed}^- = 914 \text{ kN}$$

Cas de charge 2 (traction max avec vent prépondérant – soulèvement)

$$N_{2,Ed}^+ = 46.7 \text{ kN}$$

Dimensionnement du pied de montant

La démarche suivie est celle présentée au chapitre 12.6 du TCG11. Les images font partie du livre.

Les caractéristiques de la plaque de base sont montrées dans le dessin sur la page à la fin du chapitre, à savoir :

$$a_1 = 320 \text{ mm}$$

$$b_1 = 330 \text{ mm}$$

Sécurité structurale

Il faut initialement déterminer le facteur de concentration k_c défini par la relation entre la surface de la plaque de base A_{c0} et une surface en profondeur avec le même centre de gravité A_{c1}

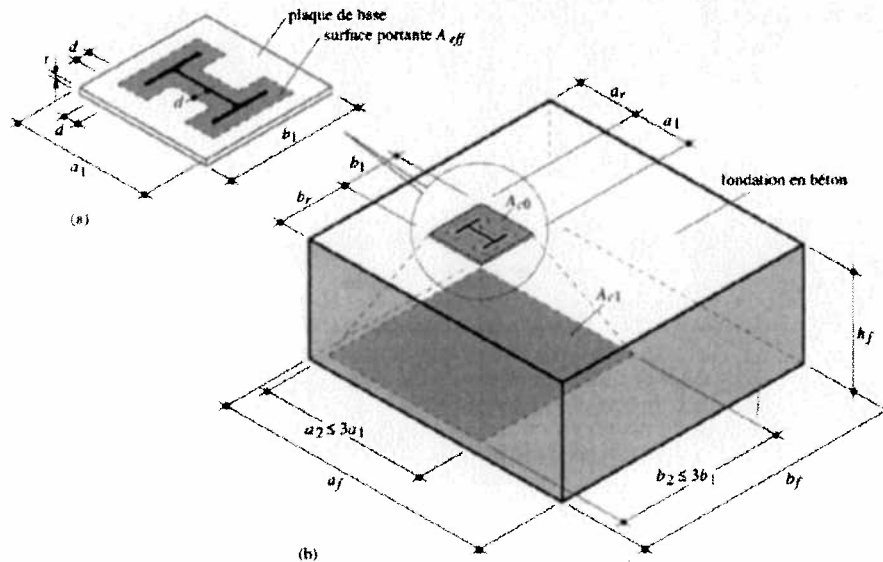


Figure P3 : Surface portante de la fondation en béton C25/30

$$k_c = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (\text{TGC 11 éq.12.84})$$

On a :

$$A_{c0} = a_1 b_1 = 320 \text{ mm} \cdot 330 \text{ mm} = 105.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Pour déterminer A_{c1} on fait l'hypothèse suivante :

$$a_2 = 2a_1 = 2 \cdot 320 \text{ mm} = 640 \text{ mm}$$

$$b_2 = 2b_1 = 2 \cdot 330 \text{ mm} = 660 \text{ mm}$$

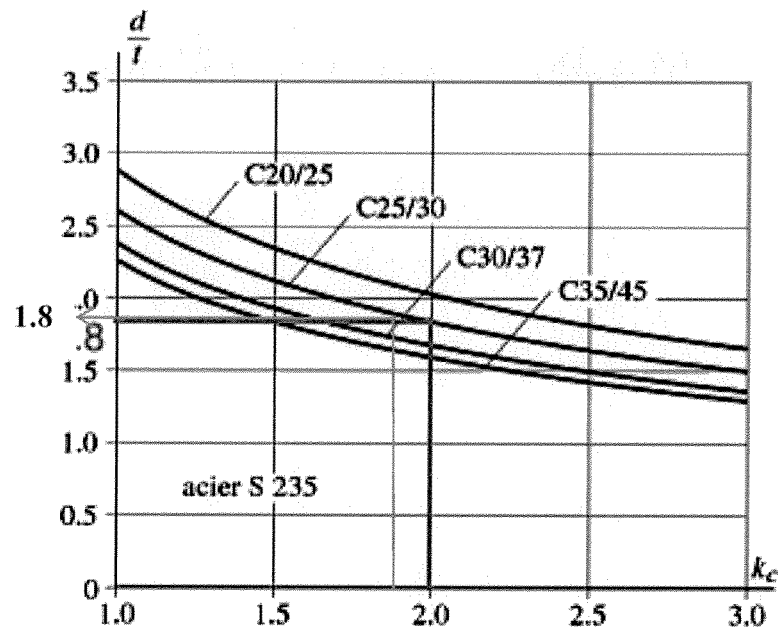
$$A_{c1} = a_2 b_2 = 640 \text{ mm} \cdot 660 \text{ mm} = 422.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Finalement on trouve un facteur de concentration qui vaut :

$$k_c = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2.0 \leq 3 \text{ OK}$$

Les autres conditions pour l'application de la formule ci-dessus sont aussi respectées.

Étant donné qu'on utilise un béton de fondation C25/30, on applique le premier abaque de la figure 12.48 du TGC 11 :



On trouve ainsi un rapport :

$$\frac{d}{t} = 1.8$$

On choisit une plaque assez épaisse pour avoir une rigidité suffisante, en relation avec l'hypothèse suivante, qui permet d'admettre une répartition homogène des contraintes sous la plaque :

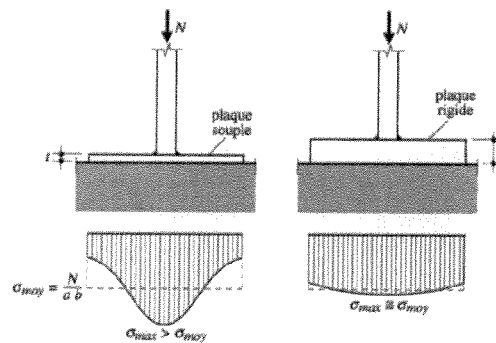


Figure P4 : Pression d'appui

On fixe donc une épaisseur de la plaque de base :

$$t = 20 \text{ mm}$$

On trouve de conséquence un débord qui vaut :

$$d = 1.8 t = 36 \text{ mm}$$

Le débord permet de calculer la surface portante pour la vérification de la sécurité structurale A_{eff}

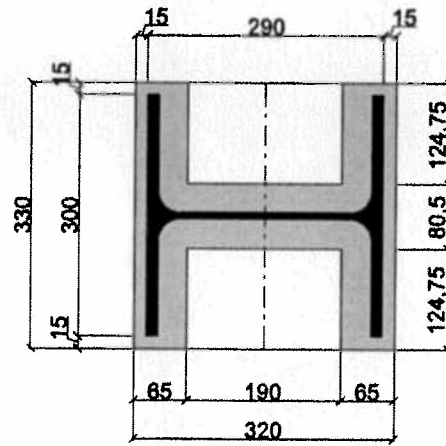


Figure P5 : Surface portante

$$A_{eff} = 2(15 + t_f + d) \cdot b_1 + (t_w + 2d)[a_1 - 2(15 + t_f + d)]$$

$$A_{eff} = 2(15 + 14 + 36) \cdot 330 + (8.4 + 2 \cdot 36)[320 - 2(15 + 14 + 36)]$$

$$A_{eff} = 58\,195 \text{ mm}^2$$

- Vérification du béton

La compression maximale ne doit pas dépasser la résistance sous pression localisée :

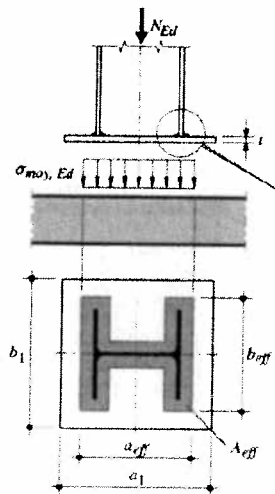


Figure P6 : Compression sur le béton

$$\sigma_{moy,Ed} = \frac{N_{1,Ed}^-}{A_{eff}} \leq k_c f_{cd} \quad (\text{TGC 11 éq.12.85})$$

$$\sigma_{moy,Ed} = \frac{914 \cdot 10^3 \text{ N}}{58195 \text{ mm}^2} = 15.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,Rd} = k_c f_{cd} = 2 \cdot 16.5 = 33 \text{ N/mm}^2$$

Le béton est donc vérifié. Il reste à contrôler encore la plaque.

- Vérification de la plaque

La résistance à la flexion de la plaque (él) doit être suffisante pour reprendre le moment de flexion dû au porte-à-faux :

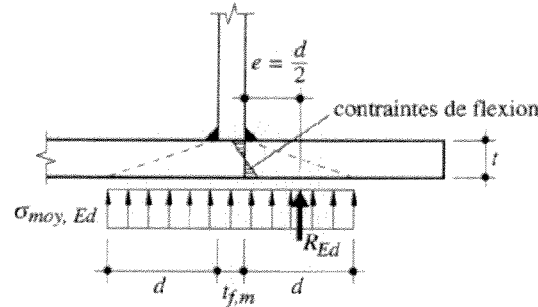


Figure P7 : Flexion sur la plaque

$$M_{Ed} = \sigma_{moy,Ed} d b_{eff} \leq M_{el,Rd} \quad (TGC 11 \text{ éq. 12.86})$$

Par unité de largeur le calcul devient :

$$M_{Ed} = \sigma_{moy,Ed} d e = \sigma_{moy,Ed} d \frac{d}{2} = 15.7 \frac{36^2}{2} = 10\,174 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{f_y W_{el}}{\gamma_a} = \frac{f_y \frac{t^3}{6}}{\gamma_a} = \frac{235 \frac{20^3}{6}}{1.05} = 14\,920 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Ed} = 10.2 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm} < M_{el,Rd} = 14.9 \cdot 10^3 \text{ Nmm/mm} \rightarrow OK$$

L'effort de traction est par contre facilement repris avec les tiges. Une armature locale ancrée judicieusement est chargée de reprendre les forces latérales de traction du béton.

Remarque : La réalisation doit être soignée. La norme SIA263/1 (10.2) indique une tolérance pour le montage de 10 mm. Pour faciliter le travail, vu qu'au moment du bétonnage il est presque impossible de garantir un positionnement si précis du montant, on peut utiliser une plaque d'assise scellée dans la fondation.

$$r < 10 \text{ mm}$$

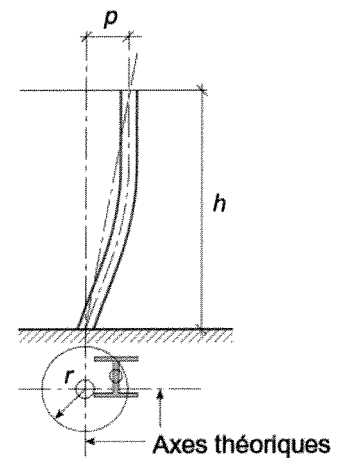
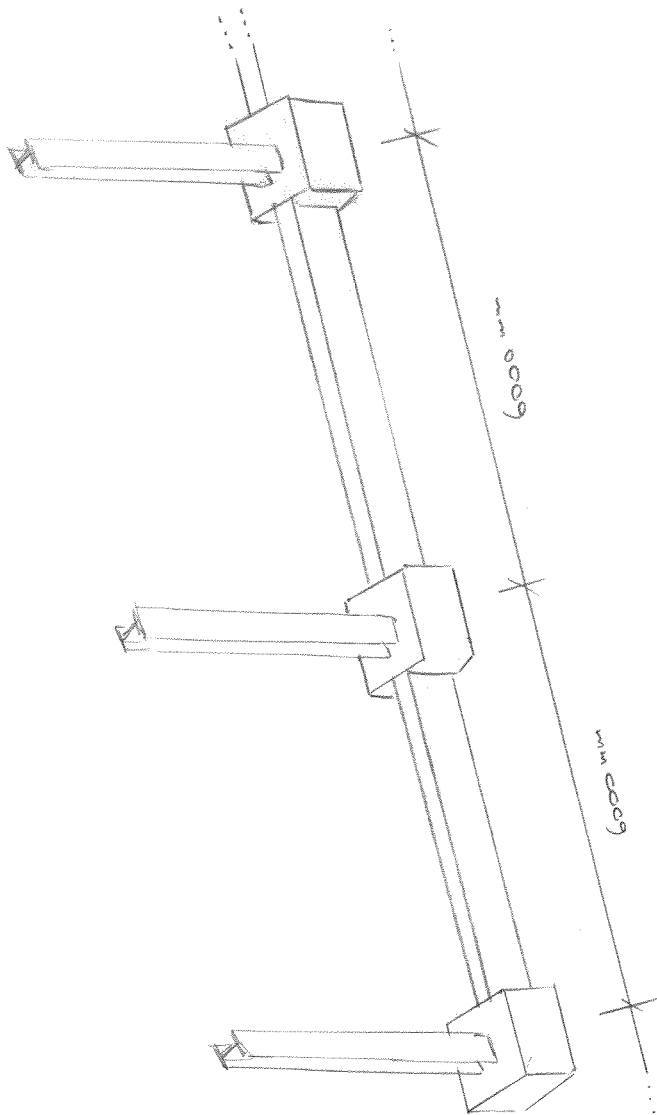
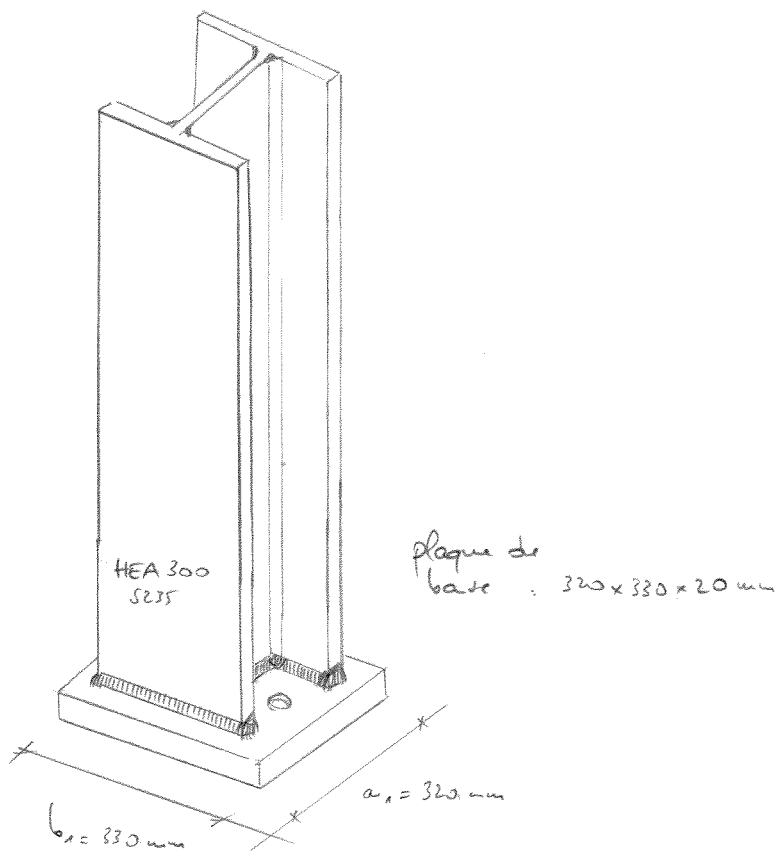


Figure P8 : tolérance de montage





Mise en valeur du projet

La variante choisie présente toute une série d'avantages. Initialement, il faut remarquer la pertinence du système porteur choisi : la ferme à treillis en N est la traverse idéale pour une portée de cette longueur. Le choix de maintenir le même profilé pour les éléments du même type du treillis (diagonales, montants, membrures) est esthétiquement agréable et donne une sensation d'ordre. La hauteur importante du treillis, à savoir 3 mètres, n'est pas un problème : la structure résulte en effet solide vu qu'elle doit reprendre une grande charge de neige, mais n'opprime pas à cause de sa nature. La « transparence » est une caractéristique très appréciable du treillis. La lumière, ainsi que des systèmes techniques, peuvent facilement passer à travers de la structure. Une autre propriété fondamentale d'un treillis est le fait de montrer le parcours des efforts. Même un utilisateur qui n'est pas experte note qu'il y a une logique très précise dans la disposition géométrique des barres. Leur dimension varie selon le type et l'intensité de la sollicitation. Le langage des treillis devient ainsi très intéressant.

En ce qui concerne la fonctionnalité, le treillis garantit un espace libre très grand, parfait pour les tennismen. L'enveloppe en panneaux sandwichs, léger et discret se prête très bien à une halle de sport.

Cependant, le vrai point fort de la structure est le restaurant. Sa position privilégiée lui permet de dominer les courts de tennis. La vue est impeccable. Une structure de ce genre permet aussi d'organiser des événements spéciaux. Tous les grands projets modernes doivent présenter un espace qui, à l'occurrence, peut devenir le cœur de la structure.

L'accès au rez-de-chaussée constitue un point stratégique qui permet de rejoindre rapidement tous les espaces (vestiaires, restaurant, courts) qui restent quand même bien séparés.

Souvent, les choses simples mais raisonnées sont aussi les meilleures. Ceci est valable pour la nouvelle halle de La Chaux-de-Fonds : une structure compacte, solide et efficace.

Mesures prises

Comme anticipée, la structure présente des problèmes à l'ELS. Une solution qui semblait être très pertinente est donc remise en question. Plutôt que changer, par exemple, le système statique des poteaux, la solution la plus raisonnable dans ce cas est la mise en place de **béquilles** contre les poteaux du cadre le plus éloigné du CV pignon. Cette solution n'exclut pas la possibilité d'élargir éventuellement la halle pour un quatrième court de tennis. L'espace disponible à l'extérieur est admis suffisant.

Avant métré

Avec les profilés qui résultent du dimensionnement, un calcul grossier est développé afin de connaître la quantité d'acier nécessaire pour la halle de tennis.

Les rapports significatifs Poids d'acier/Surface ainsi que Poids d'acier/Volume sont calculés.

Remarque : Le système porteur du restaurant n'est pas pris en compte.

Avant métré	Profilé	PP/m' [kg/m]	L [m]	PP [kg]	N [-]	Tot [kg]
Cadre						
Membrure sup	HEA340	105	30	3150	1	3150
Membrure inf	HEA300	88.3	36	3178.8	1	3178.8
Diagonale	2xUNP140	32	4.2	135.8	12	1629.2
Montant	2xUNP240	66.4	3	199.2	11	2191.2
Poteaux	HEA300	88.3	10	883	2	1766
						11915.17
					11x	131066.9
Pannes						
Normale	IPE270	36.1	60	2166	11	23826
De CV	HEA280	76.4	60	4584	2	9168
						32994
Filières						
Long pan	IPE200	22.4	60	1344	8	10752
Pignon	IPE270	36.1	36	1299.6	8	10396.8
						21148.8
CV						
Toiture	LNP130x12	23.6	10.8	254.9	27	6881.8
Pignon	2xLNP120x12	43.2	13.5	583.2	2	1166.4
Long pan	LNP100x10	15	7.0	104.3	6	625.5
						8673.7
						193883.4

Aire [m ²]	2160
P/A [kg/m ²]	89.8
Volume [m ³]	21600
P/V [kg/m ³]	8.98

Comme prévu, les rapports résultants sont assez élevés.

Analyse critique

Tout le long du projet, le problème principal qui ressort est le facteur lié à l'inexpérience qui ne permet pas souvent de favoriser la bonne réponse entre deux choix, quand la question serait évidente pour un ingénieur expérimenté. Ceci se note surtout dans le calcul des assemblages. Cependant, ce projet sert aussi à se faire une idée de l'ordre de grandeur des choses et à se rapprocher à toute une série de questions qui se posent seulement quand on met en pratique la théorie.

La critique plus importante que j'apporte à mon projet est le choix de l'acier : au lieu de limiter l'utilisation de l'acier S355 à un nombre très limité d'éléments, une utilisation complète de cet acier permettrait de réduire considérablement le volume de matière nécessaire, en laissant la structure plus mince et élégante. La dimension des assemblages serait également réduite. Concernant les assemblages, la conception est sûrement améliorable.

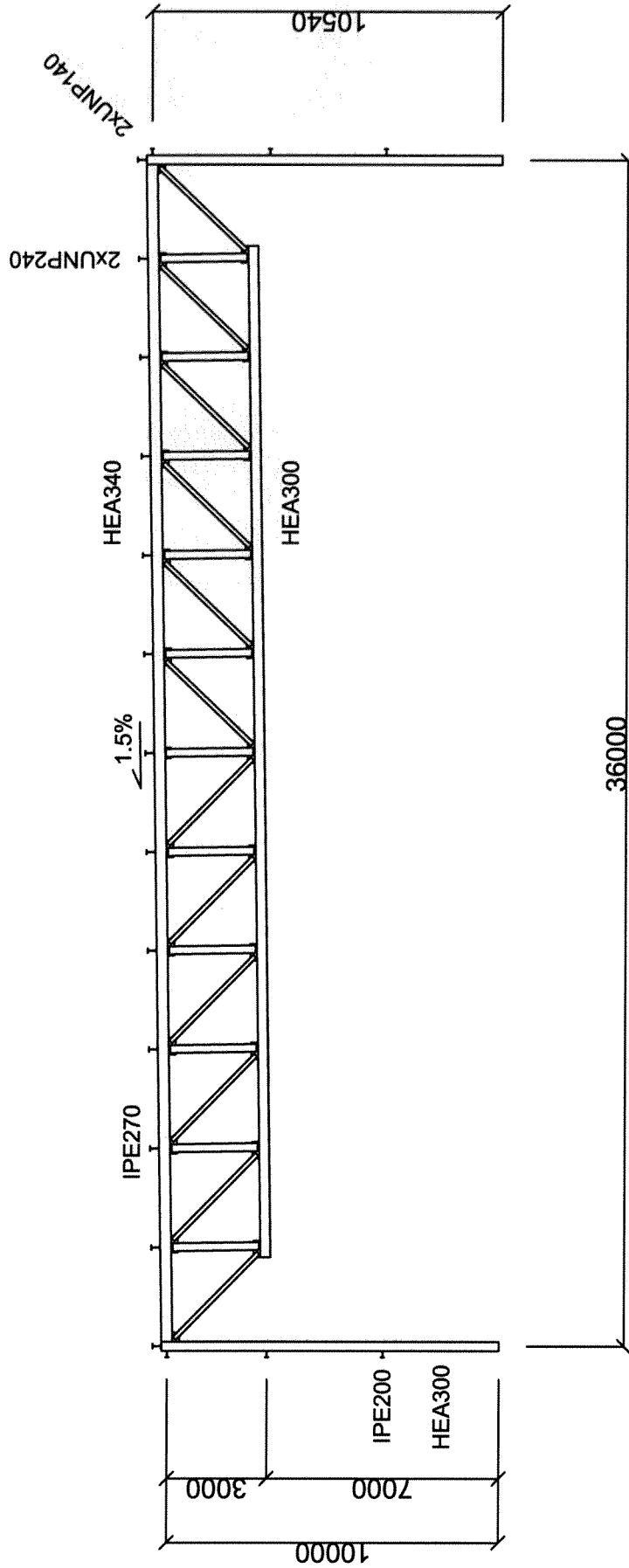
En général, ce projet a été très utile et les buts préfixés sont de ma part atteints.

Annexes

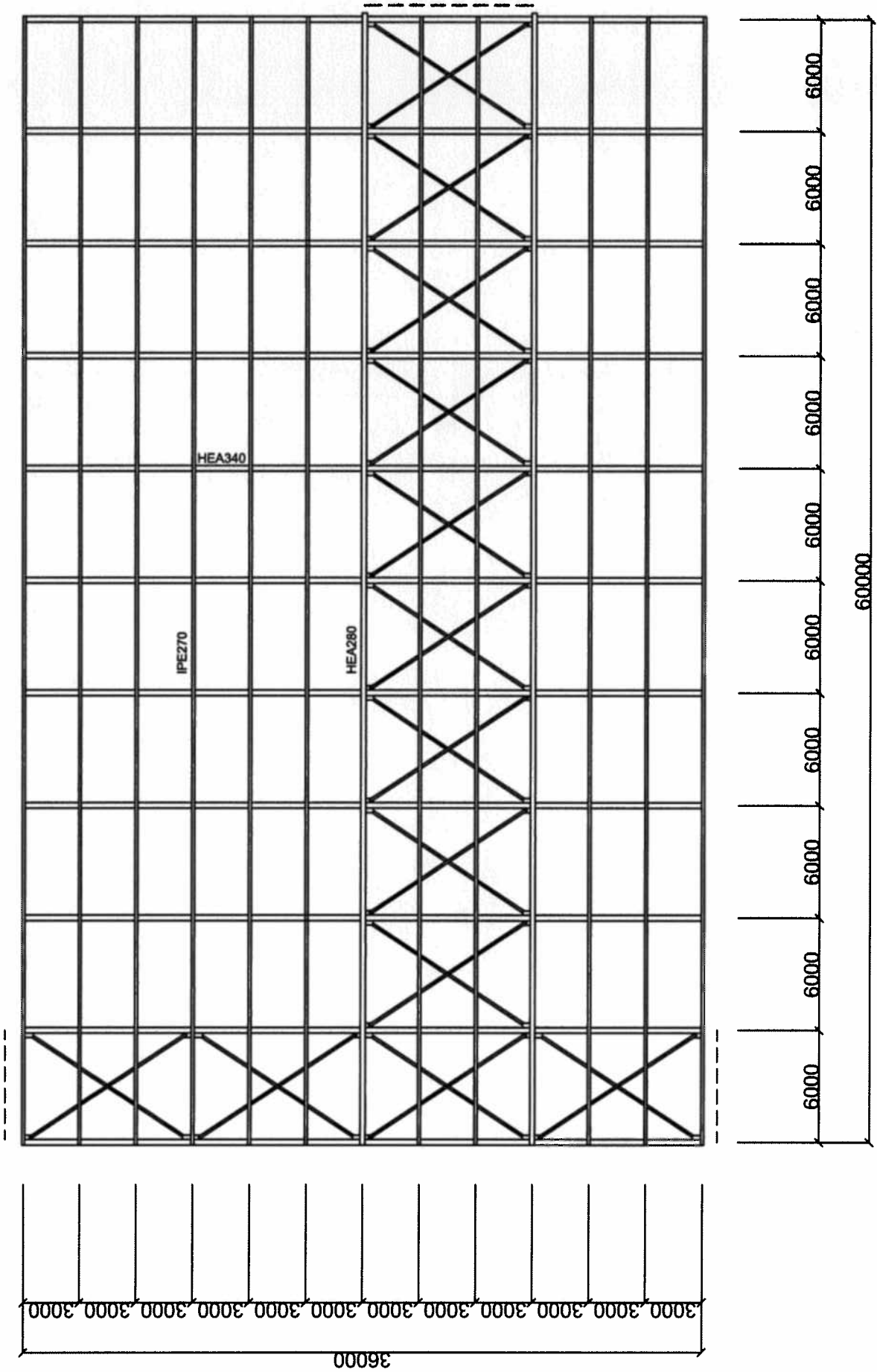
Dans l'ordre, les annexes comprennent :

Cadre normal de la halle	1:200
Plan de la toiture	1:200
Façade long pan	1:250
Assemblage 1	1:10
Assemblage 2	1:10
Système sommiers-solives	1:20
Cadre du restaurant	1:100
Surface portante	1:5

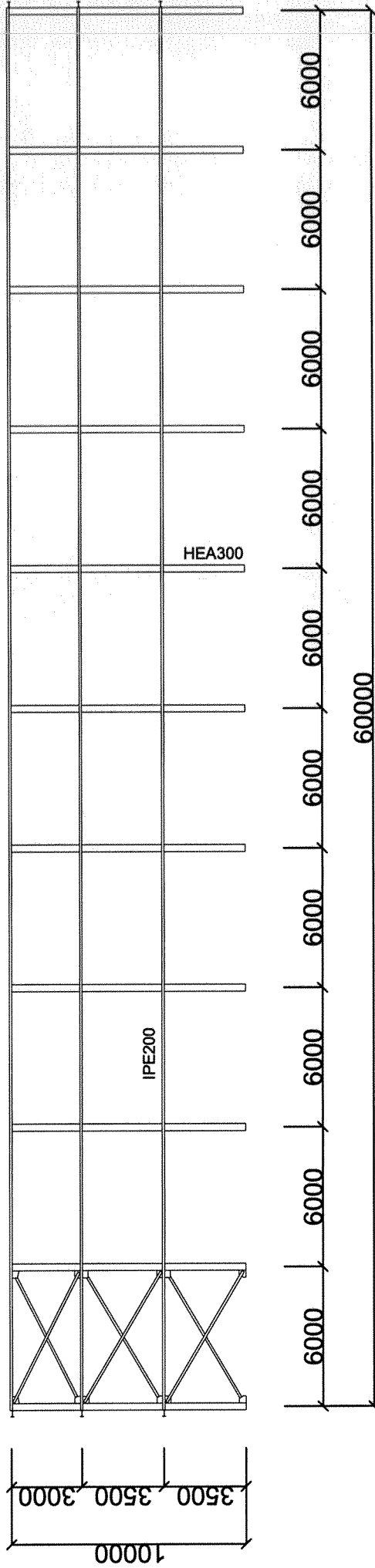
CADRE NORMAL 1:200



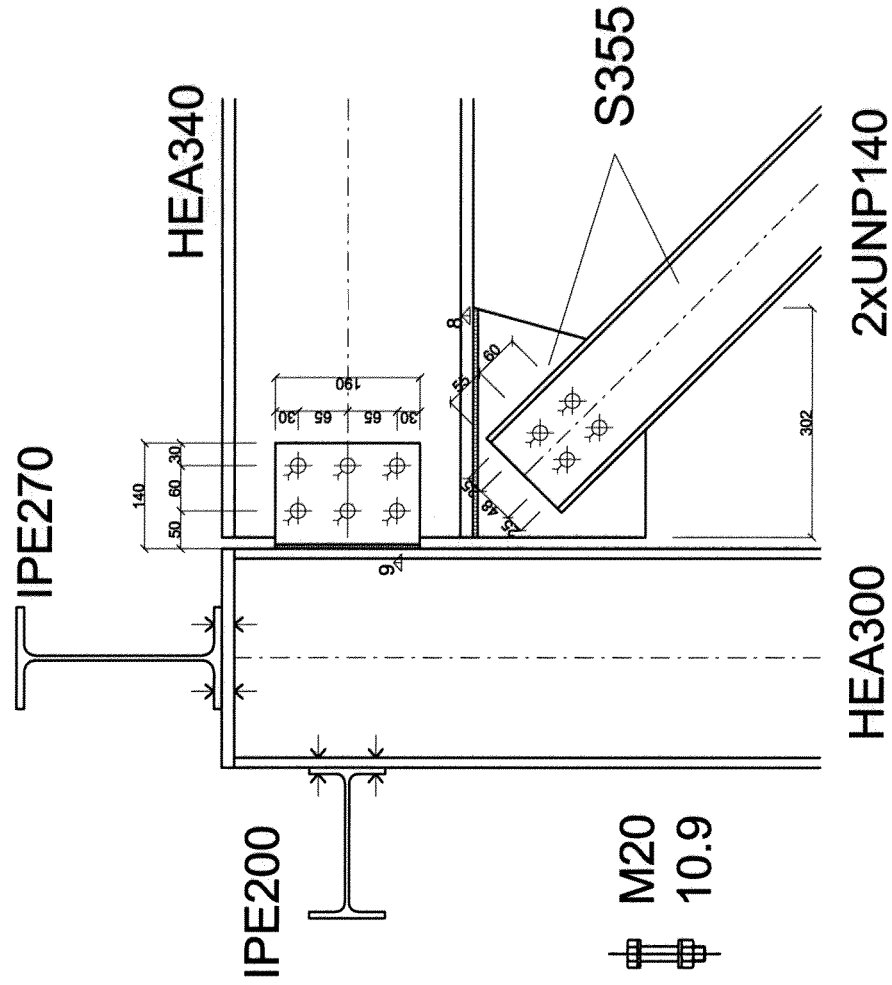
PLAN TOITURE 1:200



FACADE LONG PAN 1:250



ASSEMBLAGE 1 1:10

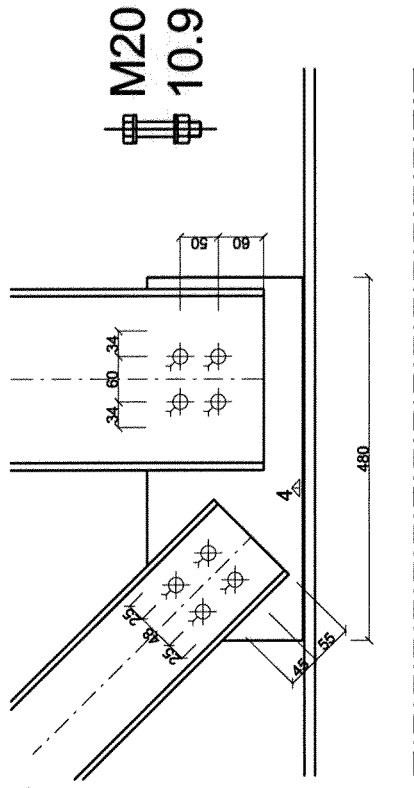


ASSEMBLAGE 2 1:10

S253

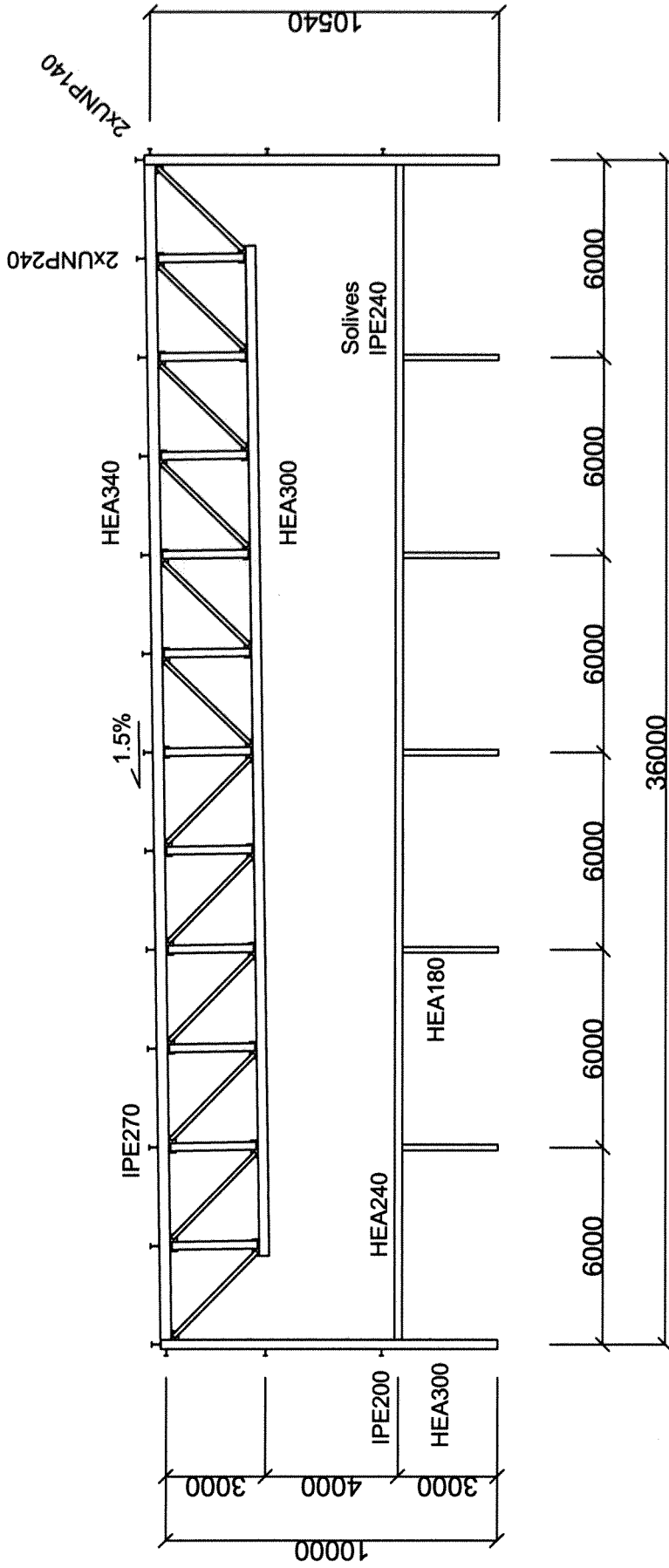
2xUNP140

2xUNP240

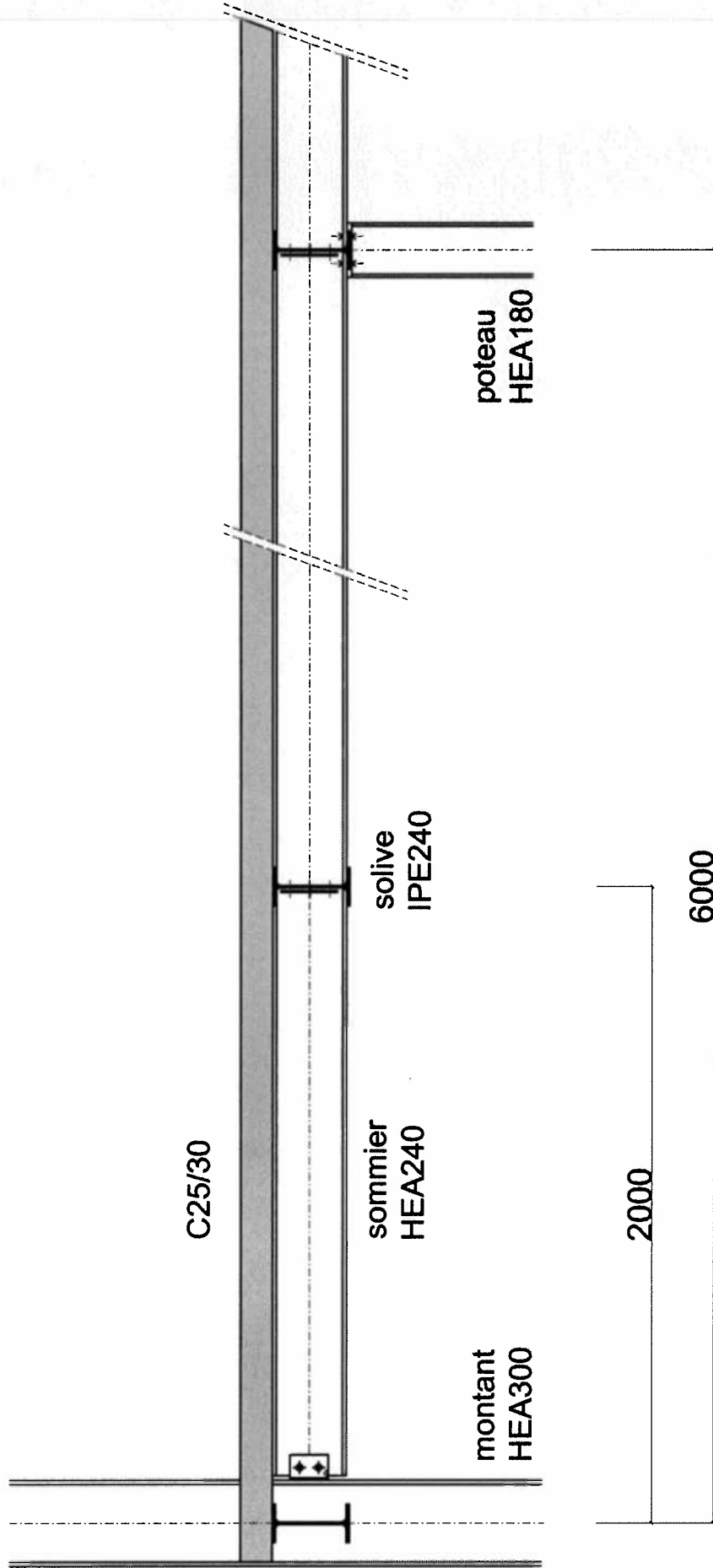


HEA300

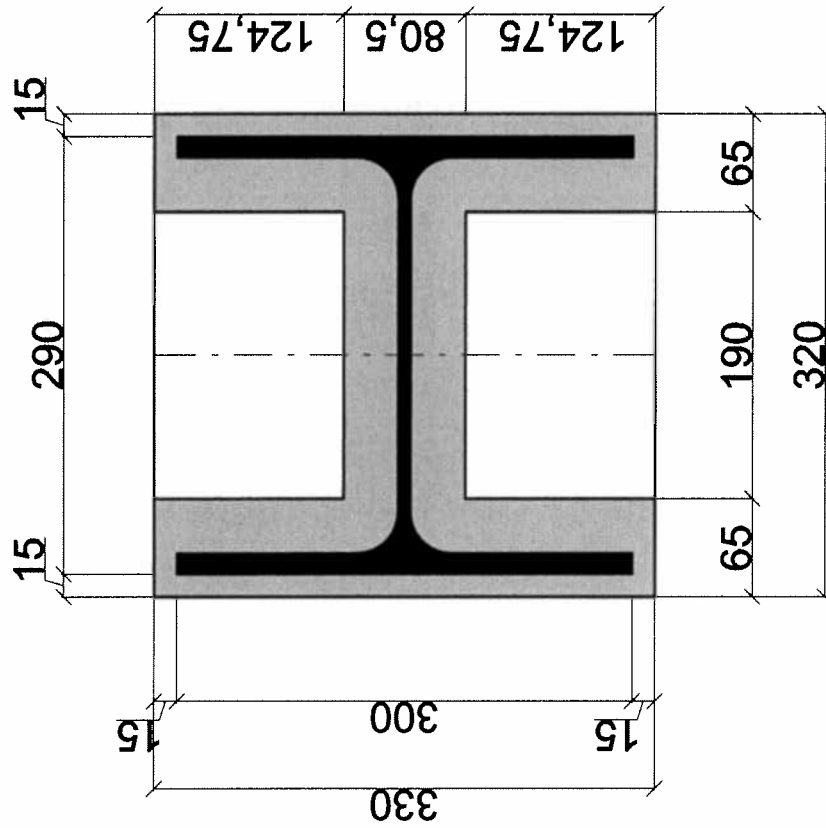
CADRE RESTAURANT 1:200



SOMMIERS-SOLIVES 1:20



SURFACE PORTANTE 1:5



fondation (béton C25/30)