

---

# **CNSMDP – Diagnostic structurel**

## **Rénovation de la toiture**

RAPPORT SUR L'ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE  
DE LA STRUCTURE

DECEMBRE 2024



**elioth.**

SUIVI DES MODIFICATIONS				
INDICE	MODIFICATIONS	DATE D'EMISSION	ETABLI PAR	VALIDE PAR
0	Emission initiale	06/12/2024	MC/LH	SA
1	Ajout chapitre 5 – vérification de la trémie centrale	05/02/2025	MC	LH

# Sommaire

<b>1. Préambule.....</b>	<b>5</b>
1.1. CONTEXTE .....	5
1.2. OBJET DE L'ETUDE .....	5
1.3. DOCUMENTS DE REFERENCE .....	6
1.4. METHODE DE VERIFICATION.....	6
1.5. LIMITES DU DIAGNOSTIC .....	7
1.5.1. ZONES D'INVESTIGATION LORS DU RELEVÉ .....	7
1.5.2. VERIFICATION DE L'OSSATURE SUPPORT DE LA SOUS FACE .....	8
<b>2. Hypothèses du projet .....</b>	<b>9</b>
2.1. BASE NORMATIVE & DOCUMENTS DE REFERENCE.....	9
2.2. MATERIAUX .....	9
2.3. HYPOTHESES DE CHARGES.....	10
2.3.1. POIDS PROPRE .....	10
2.3.2. CHARGES PERMANENTES .....	11
2.3.3. CHARGES D'EXPLOITATION .....	14
2.3.4. CHARGES CLIMATIQUES .....	14
2.3.5. COMPARAISON DES CHARGES CLIMATIQUES CALCULEES A L'EUROCODE ET DE LA SURCHARGE PRISE EN COMPTE PENDANT LES ETUDES D'EXECUTION .....	25
2.4. CRITERES DE VERIFICATION .....	28
2.5. COMBINAISONS CONSIDEREES .....	28
2.6. CONCLUSIONS SUR LES CHARGES.....	29
<b>3. Descriptif de la structure .....</b>	<b>30</b>
3.1. DESCRIPTION GENERALE DE LA TOITURE.....	30
3.2. DESCRIPTION DES POUTRES TREILLIS .....	32
3.3. ASSEMBLAGES.....	32
3.4. CAS PARTICULIER DE LA TREMIE CENTRALE .....	36
3.5. CONCLUSIONS SUR LA GEOMETRIE.....	38
<b>4. Vérification des poutres treillis .....</b>	<b>39</b>
4.1. DESCRIPTION DU MODELE.....	39
4.2. DESCRIPTION DU CHARGEMENT APPLIQUE .....	42
4.3. JUSTIFICATIONS .....	44
4.3.1. CONTRAINTES.....	44

4.3.2. DEFORMATIONS .....	44
4.3.3. INSTABILITES.....	45
4.4. REMPLACEMENT DU COMPLEXE DE TOITURE.....	47
4.5. CHARGES D'EQUIPEMENTS DE PROTECTION COLLECTIVE ET INDIVIDUELLE.....	48
4.6. CONCLUSIONS SUR LA VERIFICATION DES POUTRES TREILLIS.....	50
<b>5. Vérification de la trémie centrale .....</b>	<b>52</b>
5.1. DESCRIPTION DU MODELE.....	52
5.2. DESCRIPTION DU CHARGEMENT APPLIQUE – ETAT EXISTANT .....	53
5.3. JUSTIFICATIONS .....	53
5.3.1. JUSTIFICATIONS DU D.O.E .....	53
5.3.2. CONTRAINTES.....	56
5.3.3. DEFORMATIONS .....	56
5.3.4. INSTABILITES.....	56
5.3.5. LIMITES.....	59
5.4. CHARGES D'EQUIPEMENT DE PROTECTION .....	61
<b>6. Conclusions.....</b>	<b>63</b>
6.1. CONCLUSIONS .....	63
6.2. LIMITES DE L'ETUDE .....	63
6.3. SUITES DE L'ETUDE .....	64

# 1. Préambule

## 1.1. CONTEXTE

Le présent document est rédigé par **Elioth** (dénomination juridique : Egis Concept) à destination du **Conservatoire National Supérieur de Musique et de Danse de Paris** (CNSMDP) situé au 209 avenue Jean Jaurès Paris 19<sup>e</sup>.

Dans le cadre de la rénovation des toitures en vague G et H, le CNSMDP prévoit une réhabilitation et l'ajout d'équipement de sécurité pour les cheminements en toiture. Afin de définir les complexes de toitures et, le cas échéant, les renforts nécessaires pour mener à bien cette rénovation, le présent rapport vise à analyser la structure métallique existante et à déterminer sa capacité portante.

La toiture possède une forme complexe, en « vague », avec une zone centrale de grande portée et une ouverture elliptique en son centre.



Figure – maquette du CNSMDP

## 1.2. OBJET DE L'ETUDE

L'étude porte sur la **capacité portante de la charpente métallique de la toiture en vague**. Il s'agit de :

- Comprendre le fonctionnement de la charpente métallique
- Vérifier la conformité du DOE par rapport à ce qui a été réalisé sur site
- Comparer les charges du DOE aux charges établies à partir de la réglementation en vigueur

- Analyser la capacité portante de la charpente métallique

L'étude ne porte pas :

- Sur la capacité des appuis de la toiture
- Sur la vérification de la façade, et de l'ossature de la sous face
- Sur la vérification des éléments de fondation ou du gros-œuvre.

### 1.3. DOCUMENTS DE REFERENCE

Les documents de référence sont :

- Description de l'état existant du complexe de toiture du CCTP « 12291-PRO-CCTP Diagnostic structurel Ind B » (composition à vérifier)
- Visite de repérage du 16/09/2024.
- Plans des niveaux fournis par le CNSMDP le 20/09/24 : GE0 à GE5T pour la toiture G ; HE0 à HE6T pour la toiture H en format pdf et dwg
- DOE Charpente métallique version papier datant de Sept 1989, comprenant :
  - les plans de structure des toitures intitulé « Couverture répartition des poutres treillis » : Cartes G1 (7203L), H1 (7208I) et HG (7205I)
  - Les plans « poutres treillis » : PT1(7209D), PT2 (7210F), PT3 (7211F) et PT5 (7204E)
  - Le plan « repérage implantation contreventement » 7215C
  - Les détails des attaches poutres treillis 7216B
  - Plan de calepinage sous face couverture et ossature sous face 7217E
- Visite sur site du 17/10/2024
- Rapport de reconnaissance Structurale établi par Geotec « R2405503PARIS-Paris19 » suite à leur intervention du 16 au 19/10/24, annexé au présent document
- DOE du lot 3 – Faux plafonds – Création de deux studios de danse dans le gymnase du CNSMDP fourni le 19/11/2024

### 1.4. METHODE DE VERIFICATION

Le diagnostic de la structure métallique de la toiture s'est effectué en deux temps :

- Dans un premier temps, l'entreprise Geotec est intervenue afin d'effectuer un relevé de la géométrie de la structure métallique, de ses sections et des nuances d'acier. Un rapport a été émis, annexé au présent document
- Dans un second temps, le bureau d'études Elioth a analysé ces données, les a comparées au DOE et a effectué une vérification des éléments. Cette analyse est décrite dans le présent document.

Le présent document est structuré comme suit :

### **Hypothèses du projet**

Ce chapitre détaille les hypothèses du projet sous la réglementation en vigueur en 2024.

Des prélèvements sur les poutres acier suivi d'essais en laboratoire ont permis de confirmer les nuances d'acier.

Les chargements climatiques ont été déterminés conformément à l'Eurocode, les charges permanentes sont déterminées à partir des relevés sur site.

Les chargements sont ensuite comparés aux chargements utilisés pour le dimensionnement des ouvrages lors de leur exécution à partir de la note de calcul des poutres treillis issue du DOE.

### **Descriptif du fonctionnement structurel**

Le DOE a permis d'établir les plans de structure de la charpente métallique de la toiture, annexés au présent document.

Ces plans ont été confrontés aux relevés sur site répertoriés dans le rapport Géotec.

Cela a permis de valider une géométrie pour l'analyse structure des poutres treillis.

### **Vérification poutre treillis**

A partir des conclusions du chapitre précédent, un modèle d'analyse structurelle des différentes configurations de poutre treillis a été monté afin d'effectuer une vérification vis-à-vis des charges selon la réglementation en vigueur et déterminer les capacités restantes.

Ce document comprend deux annexes :

- Annexe 1 – Rapport Géotec
- Annexe 2 – Plans de la charpente métallique de la toiture établis à partir du DOE et du relevé

## **1.5. LIMITES DU DIAGNOSTIC**

### **1.5.1. ZONES D'INVESTIGATION LORS DU RELEVÉ**

L'entreprise Géotec qui a réalisé le relevé n'a pas pu intervenir dans tous les différents espaces sous la toiture car elle n'était pas en mesure de remettre en état certains revêtements acoustiques qu'il aurait fallu déposer pour l'opération.

Certaines zones extérieures n'ont pas non plus pu être investiguées en raison de l'exiguïté des terrasses qui ne permettait pas d'installer les pieds stabilisateurs d'échafaudages nécessaires pour l'accès à de telles hauteurs.

En conséquence, certaines zones n'ont pas pu être vérifiées par des relevés. Le repérage des zones investiguées est représenté sur le rapport Géotec annexé au présent document.

### 1.5.2. VERIFICATION DE L'OSSATURE SUPPORT DE LA SOUS FACE

La présente étude n'avait pas pour objet de vérifier l'ossature support de la sous face. Il n'a donc pas été effectué de relevé ni de calculs sur les planches contreplaquées support de la sous-face.



## 2. Hypothèses du projet

### 2.1. BASE NORMATIVE & DOCUMENTS DE REFERENCE

Les hypothèses ont été établies dans le cadre des textes normatifs et réglementaires et des hypothèses cités ci-dessous :

- Eurocode 0 – Bases de calcul des structures
  - NF EN 1990 – Base de calcul des structures
  - NF EN 1990/A1 – Base de calcul des structures – amendement A1
  - NF EN 1990/A1/NA – Base de calcul des structures – annexe nationale
  
- Eurocode 1 – Actions sur les structures
  - NF EN 1991 -1 – 1 poids volumique, poids propre, charge d'exploitation
  - NF P 06 EN – 111 - 2 poids volumique, poids propre, charge d'exploitation – annexe nationale
  - NF EN 1991-1-3 – charges de neige
  - NF EN 1991-1-3/NA – charges de neige – annexe nationale
  - NF EN 1991-1-3/NA/A1 – charges de neige – annexe nationale – amendement A1
  - NF EN 1991-1-4 – actions du vent
  - NF EN 1991-1-4/NA – actions du vent – annexe nationale
  - NF EN 1991-1-4/NA/A1 – actions du vent – annexe nationale – amendement A1
  
- Eurocode 3 – Calcul des structures en acier
  - NF EN 1993-1-1- règles générales et règles pour les bâtiments
  - NF EN 1993-1-1/NA - règles générales et règles pour les bâtiments - annexe nationale
  - NF EN 1993-1-8- calcul des assemblages
  - NF EN 1993-1-8/NA - calcul des assemblages- annexe nationale
  - NF EN 1993-1-10 – Choix des qualités d'acier

### 2.2. MATERIAUX

DOE :

La note de calcul mentionne une limite en élasticité de 240MPa.

Reconnaissance structurelle :

Les essais réalisés par Geotec (paragraphe 3.2) donnent les résultats suivants :

Les résultats des essais de traction sur les profilés métalliques réalisés en laboratoire sont présentés ci-dessous :

Elément	Nature	Résistance à la traction $R_m$ (MPa)	Limite élastique $R_{p0,2}$ (MPa)	Allongement A%	Module d'Young (GPa)
Tr-1	Profilé métallique	$470 \pm 16$	$389 \pm 14$	$28,5 \pm 0,3$	211
Ba-1	Bac acier	$408 \pm 14$	$362 \pm 14$	$28,5 \pm 0,4$	207
Tr-3	Profilé métallique	$458 \pm 16$	$406 \pm 15$	$16,5 \pm 0,2$	222

Nota : Essai réalisé selon la norme **NF EN ISO 6892-1**.

D'après l'Eurocode EN 1993-1-1, les valeurs minimales sont les suivantes :

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale $t$ de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550

Il s'agit donc d'une nuance d'acier S275 pour les profilés métalliques, et une nuance S235 pour le bac acier.

On vérifie également que :

- $F_u/f_y > 1,1$
- L'allongement à la rupture est supérieur ou égal à 15%

## 2.3. HYPOTHESES DE CHARGES

### 2.3.1. Poids propre

Le poids propre de la structure est déterminé automatiquement à partir du modèle de calcul et de la masse volumique moyenne de l'acier, prise égale à 7850 kg/m<sup>3</sup>.

10% additionnel sont ajoutés pour prendre en compte le poids des connexions.

### 2.3.2. Charges permanentes

Les charges permanentes correspondent au poids du complexe d'étanchéité et d'isolation de la toiture et aux sous plafonds.

Dans la Note de calculs MO09 P7414B datée du 10/10/1988 dans le DOE Charpente métallique, les valeurs considérées lors du dimensionnement étaient les suivantes :

- Couverture, étanchéité : 25 kg/m<sup>2</sup>
- Poutres : 14 kg/m<sup>2</sup> -> pris en compte dans le poids propre dans notre étude
- Faux plafond : 15 kg/m<sup>2</sup>
- Divers : 2 kg/m<sup>2</sup>

Donc une valeur totale de :  $cp_{DOE} = 56 \text{ kg/m}^2$

Charges permanentes	
Couverture étanchéité	= 25
Poutres (calculées à 60)	= 14
Faux plafond	= 15
Divers	= 2
<b>Total</b>	<b>= 56 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>56 kg/m<sup>2</sup> x 1.33 = 75 kg/m<sup>2</sup></b>	

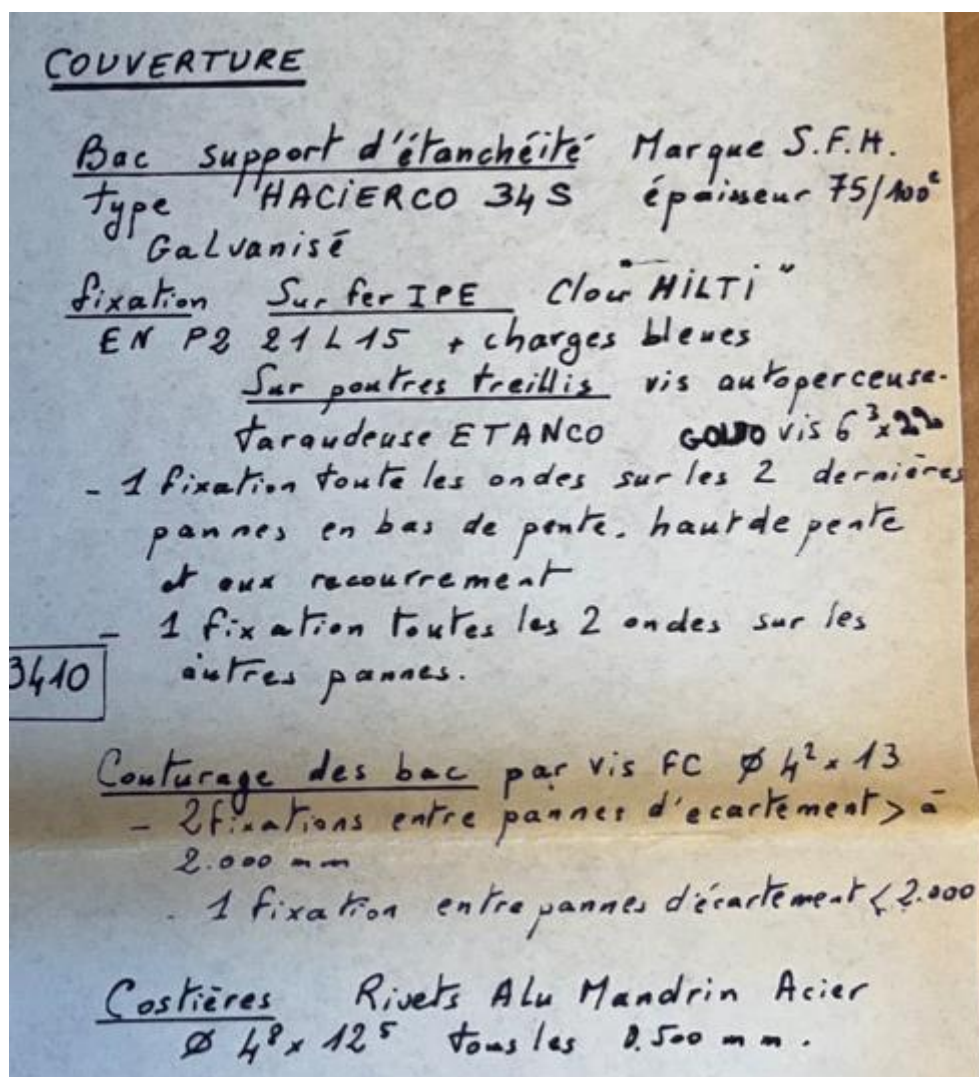
Extrait de la Note de calcul du DOE

Dans le document intitulé « Cartes H1 HG G1, Plan de calepinage sous face couverture, ossature sous face » MO09 P7217E dans le DOE charpente métallique, on retrouve le descriptif suivant :

Sous - FACE

Boc sous face en aluminium laqué teinté  
RAL 9006 épaisseur 70/100<sup>e</sup>  
de marque V.A.W type ALUFORM 76x18  
ou PECHINEY type ALUTOIT  
tôle ondulée 76x18.

fixation  
Sur bois CTBX par



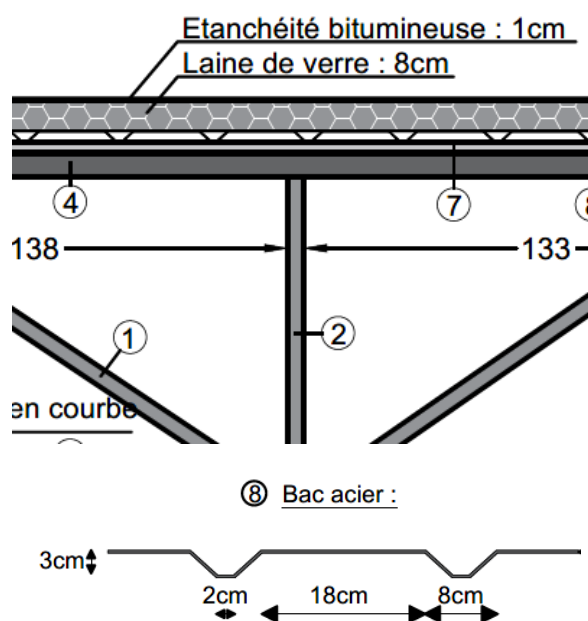
D'après le rapport Géotec reçu le 08/11/2024 et les compléments apportés par mail, les prélèvements sur site révèlent la composition suivante :

- Bac acier galvanisé -75/100e :  $6,3\text{kg/m}^2 \times 1,2$  (fixations + superposition) =  $8\text{kg/m}^2$
- Laine de verre 8cm :  $3,2\text{kg/m}^2$  (masse volumique de  $40\text{kg/m}^3$ )
- Membrane bitumineuse 1cm :  $18\text{kg/m}^2$  (masse volumique de  $1800\text{kg/m}^3$ )
- ➔ Poids complexe toiture :  $29,2\text{kg/m}^2 > 25\text{kg/m}^2$  pris en compte dans la note de calcul du DOE
- Faux plafond dans le gymnase : 2 couches de plafonds BA13 Phonique à  $11,8\text{kg/m}^2$  + plafond acoustique perforé RIGITONE à  $10\text{kg/m}^2$  montés sur ossature STIL PRIM :  $40\text{kg/m}^2$  (données issues du DOE du lot 3 – faux plafond)
- Faux plafond dans les couloirs 15mm d'épaisseur + ossature support :
- Sous face en zone extérieure, tôle ondulée, supposé inférieur ou égal en poids au faux plafond dans le gymnase.

- Faux plafond dans les salles de musique : inconnu, supposé inférieur ou égal en poids au faux plafond dans le gymnase.
  - ➔ Poids faux plafond :  $40\text{kg/m}^2$  dans le gymnase  $> 17\text{kg/m}^2$  pris en compte dans la note de calcul du DOE
  - ➔ Une **charge permanente de  $70\text{kg/m}^2$**  est prise en première approche, elle pourra être affinée par la suite par des relevés complémentaires.



*Prélèvement Géotec avant remise en état*



*Relevés issus du Rapport Géotec*

### 2.3.3. Charges d'exploitation

La toiture est assimilée à une toiture inaccessible sauf pour opération de maintenance (catégorie H).

Les charges d'exploitation considérées correspondent à la plus défavorable des configurations suivantes :

- Une force ponctuelle de 1kN
- Une force répartie de 0,8 kN/m<sup>2</sup> sur 10m<sup>2</sup>

On rappelle que sur les toitures de catégorie H, il n'est pas nécessaire d'appliquer les charges d'exploitation combinées aux charges dues à la neige et/ou au vent.

Cette valeur est inférieure à la valeur de surcharge prise en compte dans la note de calcul du DOE.

### 2.3.4. Charges climatiques

DOE :

La note de calcul du DOE prend en considération une **surcharge de 100kg/m<sup>2</sup>** avant pondération sans davantage de détail.

Surcharge

$$100 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 = 150 \text{ kg/m}^2$$

### Neige

Les charges climatiques de neige sont définies par la NF EN 1991-1-3 (avril 2004) et son Annexe Nationale NF EN 1991-1-3/NA (mai 2007).

La charge de neige est verticale et s'applique uniformément sur toute la surface du complexe de toiture.

Son expression est la suivante :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

D'après la « Carte des valeurs des charges de neige à prendre en compte sur le territoire national » de la NF EN 1991-1-3/NA, Paris est situé est zone A1, donc  $s_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$ .

Les bâtiments voisins n'empêchent pas le déplacement de la neige par le vent donc d'après la clause 5.2(7) de l'Annexe Nationale,  $C_e = 1$ .

En l'absence de dispositif particulier de réduction des charges de neige, on garde  $C_t = 1$ .



On se place dans le cas d'une toiture à versant multiple. Les dispositions de charges à considérer sont indiquées sur la figure ci-après.

$\alpha$ (Angle du toit avec l'horizontale)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Figure : Coefficients de forme de la charge de neige

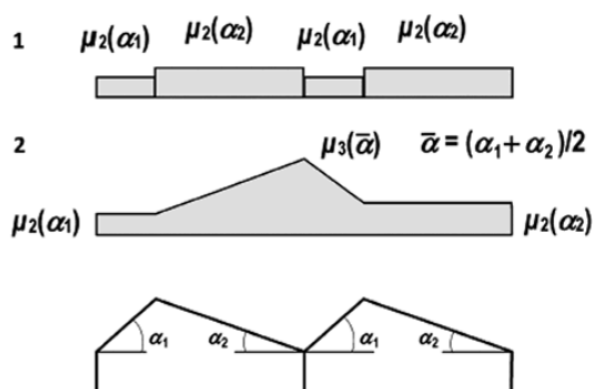


Figure : Coefficients de forme pour une toiture à versants multiples

En l'absence d'accumulation de neige (cas 1), les pentes étant toutes entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$ , on a donc un coefficient de forme constant sur toute la toiture :  $\mu_2 = 0,8$   
Cela nous donne donc :  $s = 0,36 \text{ kN/m}^2$

En cas d'accumulation de neige (cas 2), on prend donc les valeurs de coefficients de forme en fonction des pentes et on obtient les valeurs suivantes.

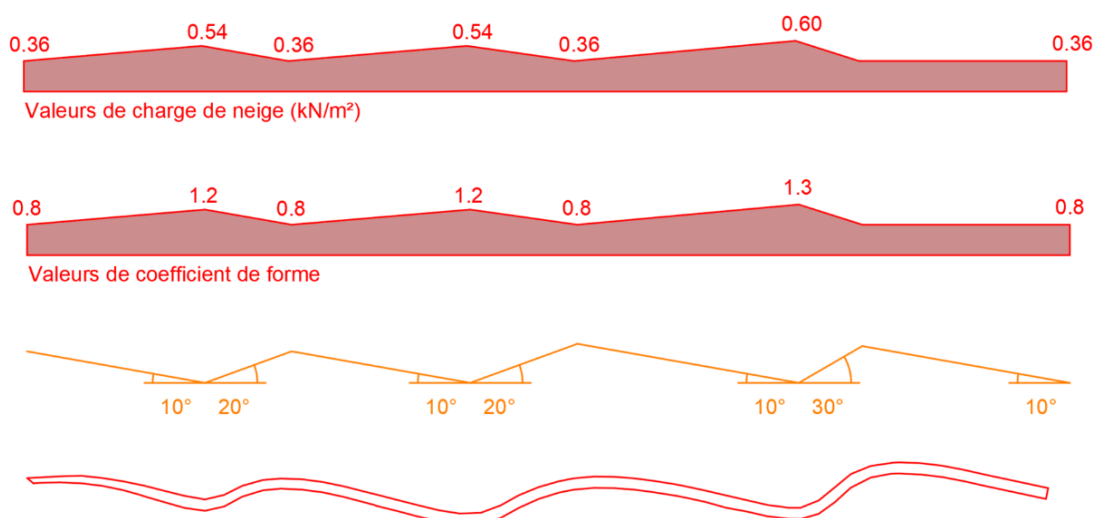


Figure : Coefficients de forme et charges surfaciques pour une accumulation de neige

En cas de pluie, il faut également considérer l'augmentation de la densité de la neige résultant des difficultés d'évacuation de l'eau. Ici, la toiture comporte 3 zones à faible pente (< 3%) et d'après la clause 5.2(6) de la NF EN 1991-1-3/NA, il convient de majorer la charge de neige sur ces zones de **0,2 kN/m²**. Comme décrit sur la figure ci-dessous, cette majoration s'applique sur une zone de 4 m de largeur dans les noues de la toiture.

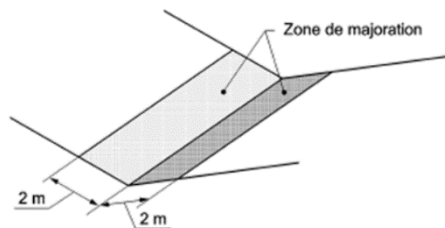


Figure : Zone de majoration de la charge de neige pour les zones à faible pente

Après majoration, on obtient alors les valeurs de charges de neiges suivantes :

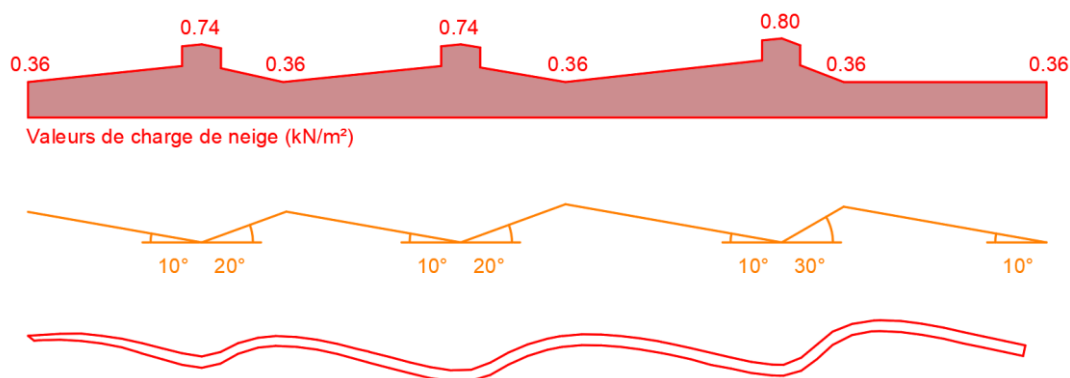


Figure : Valeurs de charge de neige s (kN/m²)

## Vent

Les charges climatiques de vent sont définies par la NF EN 1991-1-4 (novembre 2005) et son Annexe Nationale NF EN 1991-1-4/NA (mars 2008).

La charge de vent est normale à la toiture, et elle vaut :

$$w = (c_{p_e} - c_{p_i})q_p$$


Nous sommes dans la situation suivante :

- Période de retour : 50 ans
- Département Paris (75) : zone 2



- Vitesse de référence (région 2) :  $V_{b,0} = 24 \text{ m/s}$
- Catégorie de terrain : IIIb (zone urbanisées ou industrielles)
- Hauteur du bâtiment  $z = 25 \text{ m}$
- Coefficient orographique  $C_0(z) = 1$

La pression dynamique de pointe est ainsi de  $q_p = 0,75 \text{ kN/m}^2$ .

Hypothèses de vent d'après NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale Française	
<b>Géographie</b>	
Département	<input type="text" value="75"/> Paris
Région de vent	<input type="text" value="2"/>
Vent de référence (NA Tab 4.3)	<input type="text" value="24,00"/> m/s
Vent de référence (manuel)	<input type="text" value="24,00"/> m/s
<b>Rugosité</b>	
	
Catégorie de rugosité du terrain	<input type="text" value="IIIb"/>
<b>Définition du projet</b>	
z (projet)	<input type="text" value="25,00"/> m
<b>Turbulence</b>	
Coefficient d'orographie (4.3.3)	<input type="text" value="1,00"/>
Coefficient de turbulence $k_l$	<input type="text" value="1,00"/>
Intensité de turbulence $I_v(z)$ (4.4)	<input type="text" value="0,26"/>
Facteur de terrain $k_R$ (4.3.2(1))	<input type="text" value="0,223"/>
Coefficient de rugosité $c_r(z)$ (4.3.2(1))	<input type="text" value="0,87"/> m
Coefficient de rafale G	<input type="text" value="1,67"/>
Vitesse moyenne $v_m$	<input type="text" value="20,96"/> m/s
Densité de l'air (NA 4.5(1))	<input type="text" value="1,225"/> kg/m <sup>3</sup>
Pression dynamique de pointe $q_p$ (4.5(1))	<input type="text" value="0,75"/> kPa

On définit 4 directions de vent différentes :

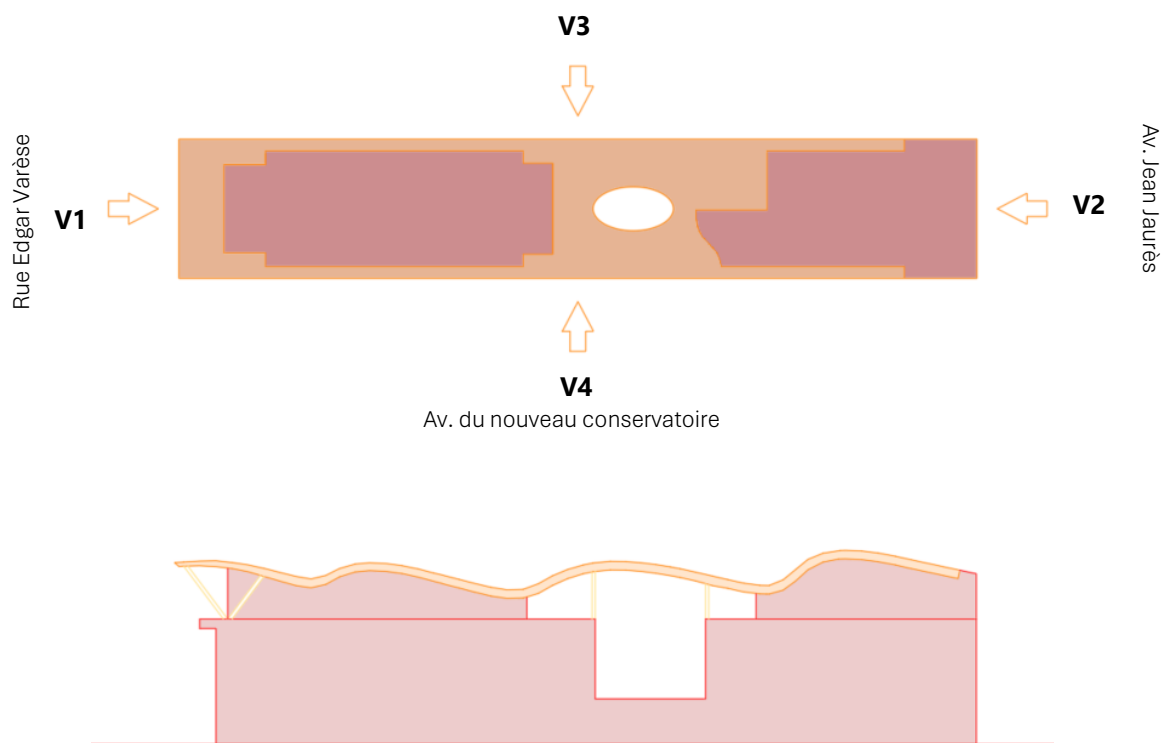


Figure : Schéma des 4 vents

On approxime la forme de cette toiture « vague » en une succession de toitures à un ou deux versants :

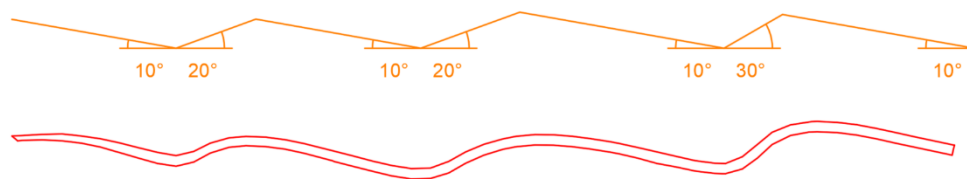


Figure : approximation des pentes de la toiture vague

D'après la NF EN 1991-1-4 §5.3, « la force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

- $q_p(z_e)$  est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence  $z_e$ .

- $C_s C_d$  est le coefficient structural
- $C_f$  est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction
- $A_{ref}$  est l'aire de référence de l'élément de construction

Pour une toiture isolée, la force surfacique exercée par le vent sur un élément de construction est donc :

$$f_w = C_s C_d \cdot C_{p,net} \cdot q_p(Z_e)$$

$$f_w = C_{p,net} \times 0.75$$

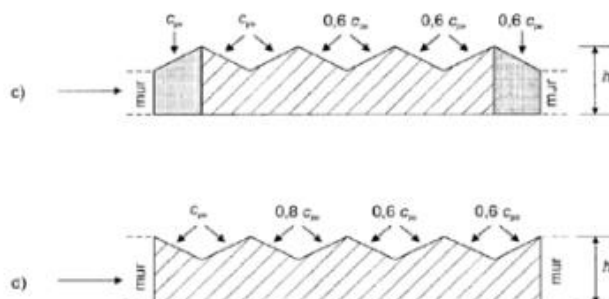
Pour un bâtiment fermé, la force surfacique exercée par le vent sur un élément de construction est donc :

$$f_w = C_s C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q_p(Z_e)$$

$$f_w = (C_{pe} - C_{pi}) \times 0.75$$

## Cas V1

Pour le vent V1 (longitudinal), on considère que la toiture comme une succession de toitures à simple ou à double pente. D'après la NF EN 1991-1-4 §7.2.7 sur les toitures multiples, il convient de considérer les cas suivants.



NOTE 1 Pour la configuration b, il convient de considérer deux cas selon le signe du coefficient de pression  $C_{pe}$  applicable à la première toiture.

NOTE 2 Dans la configuration c, la première valeur  $C_{pe}$  est la valeur  $C_{pe}$  de la toiture à un seul versant, la deuxième valeur et toutes les valeurs suivantes  $C_{pe}$  sont les valeurs  $C_{pe}$  de la toiture à deux versants à noue.

Figure :  $C_{pe}$  pour les toitures multiples

Pour le vent V1, on considère alors une succession de toitures à deux versants à noue et une toiture simple.

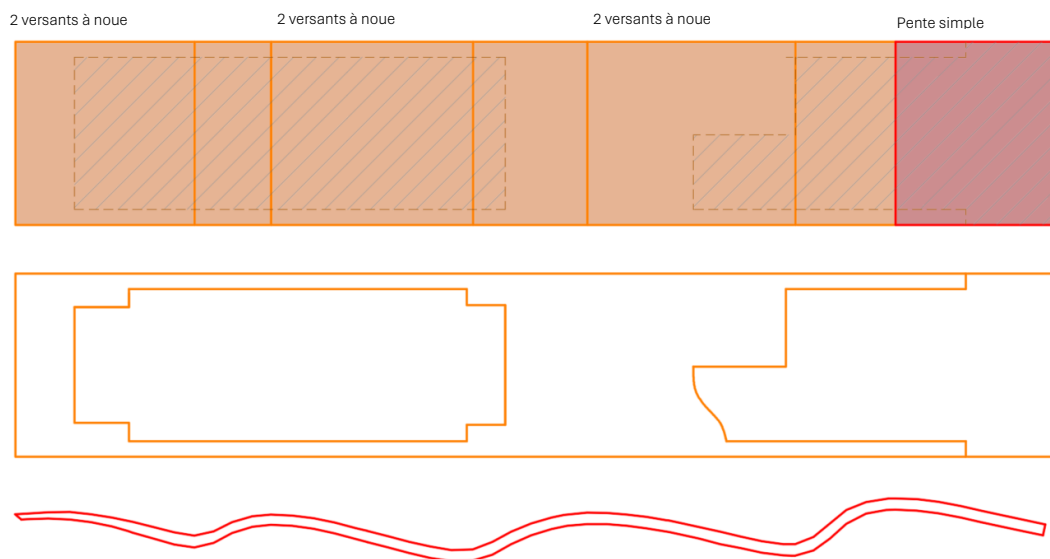


Figure : description des toitures considérées

Puis, on considère en parallèle un cas de toiture isolée à deux versants à faite pour la partie exposée.

Etant donné que le vent souffle dans la direction longitudinale, on considère pour la toiture isolée un encombrement maximal :  $\varphi = 1$

D'après les valeurs de coefficients  $C_{pe}$  donnés dans la NF EN 1991-1-4 §7.2 et §7.3, on obtient alors :

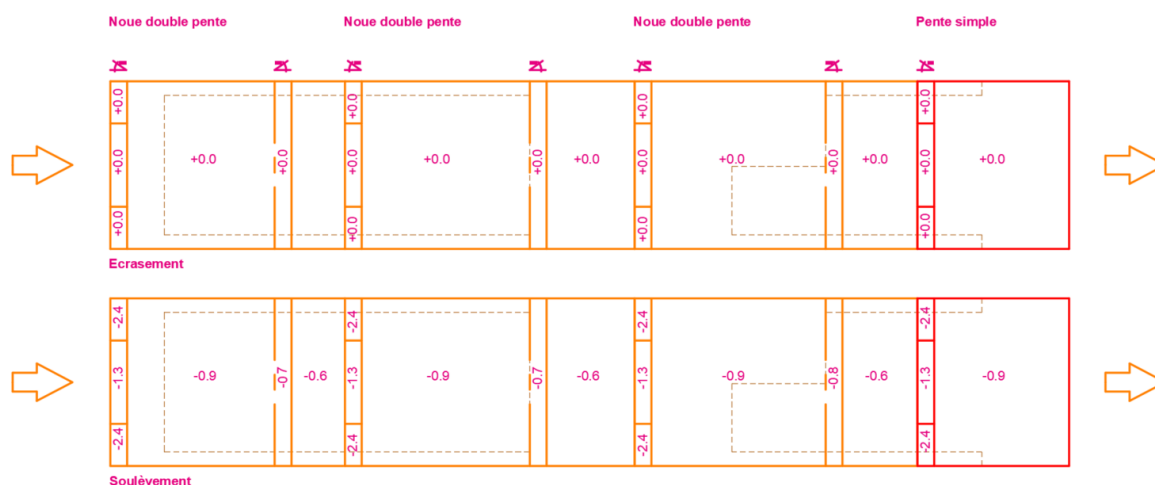


Figure :  $C_{pe}$

D'après le §7.2, pour les débords de toiture, il convient de considérer également la valeur de la pression sur la face du mur au-dessous du débord.

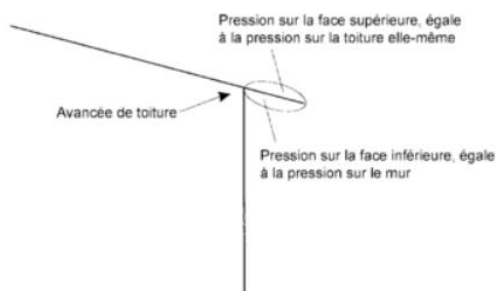


Figure : charge de vent pour les débords de toiture

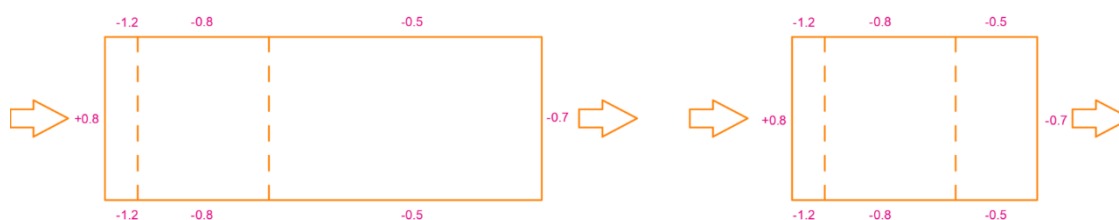
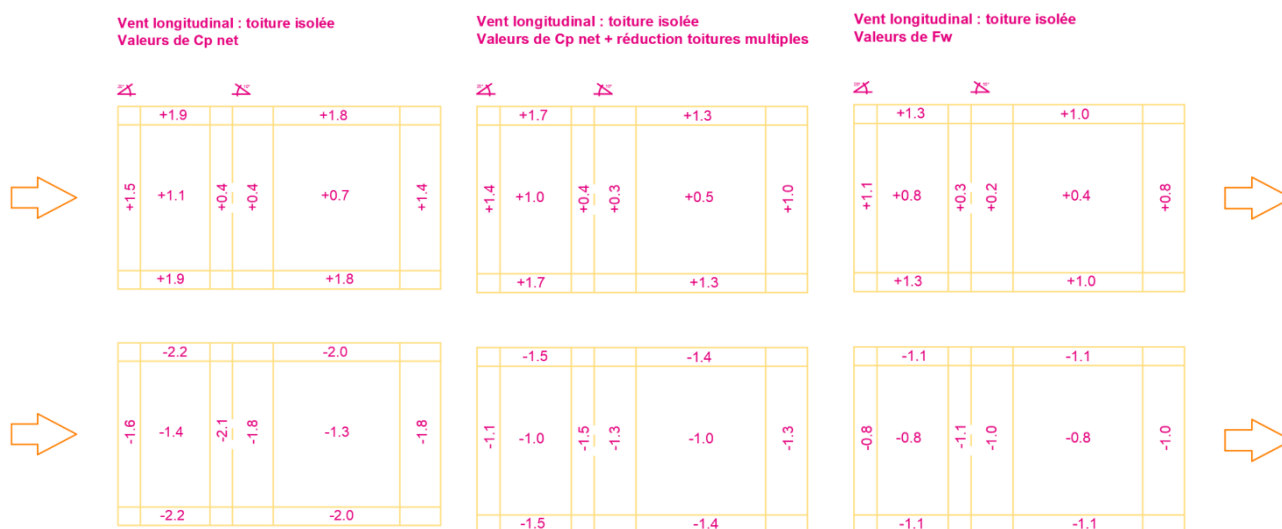


Figure : Valeur des pressions latérales exercées sur les murs des bâtiments

Enfin, on considère un coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$  égal à  $+0.2$  dans le cas de soulèvement et à  $-0.3$  dans le cas d'écrasement. On obtient enfin les valeurs de forces surfaciques exercées par le vent sur une succession de toitures de bâtiments fermés.

En parallèle, on considère le cas de toiture isolée pour la partie exposée au vent et on obtient alors les résultats suivants.



V1 : Ca de toiture isolée

En superposant les différentes situations on obtient alors :

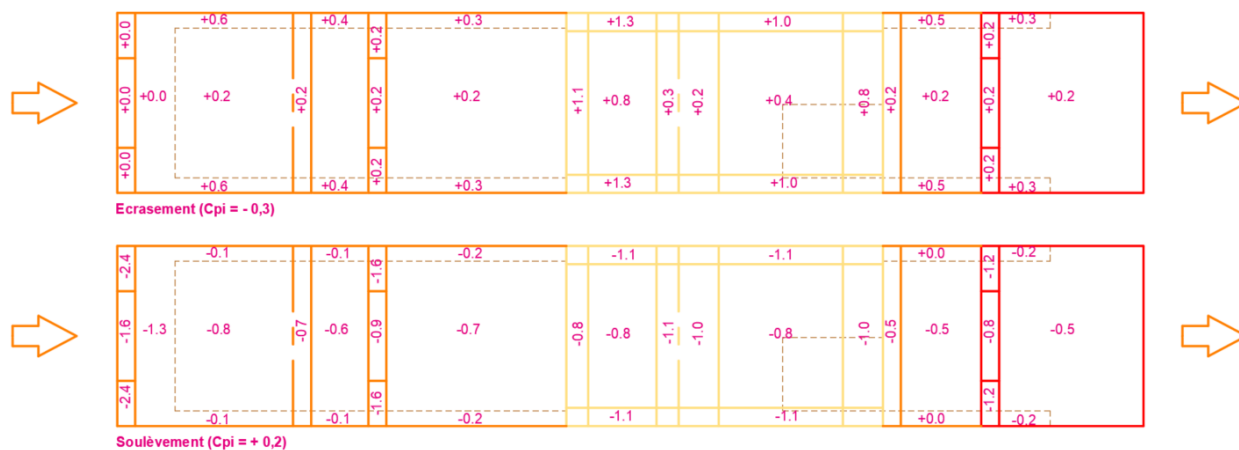
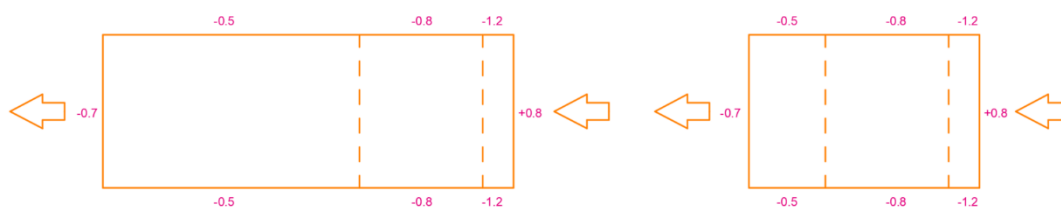


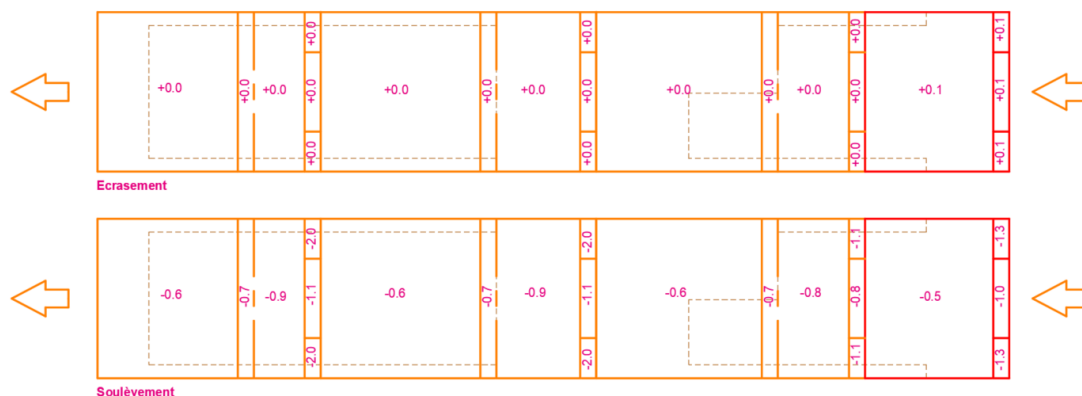
Figure :  $F_w$  ( $\text{kN/m}^2$ ), vent V1

## Cas V2

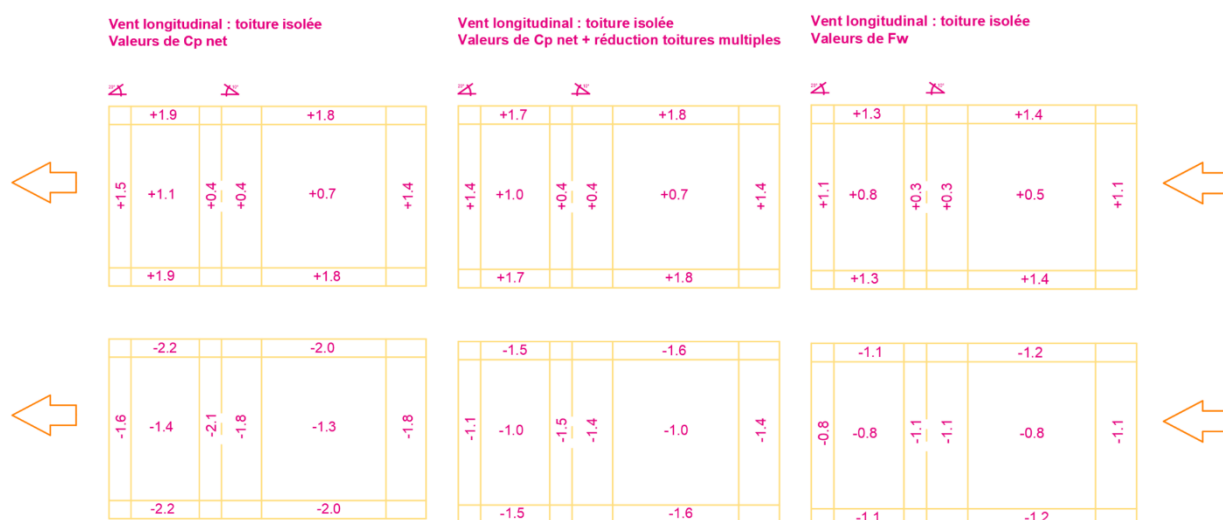
Pour le vent V2 (longitudinal), de la même façon que pour V1, on considère la toiture comme une succession de toitures à deux versants à noue et on considère en parallèle un cas de toiture isolée. En établissant le même raisonnement, on obtient les valeurs suivantes :



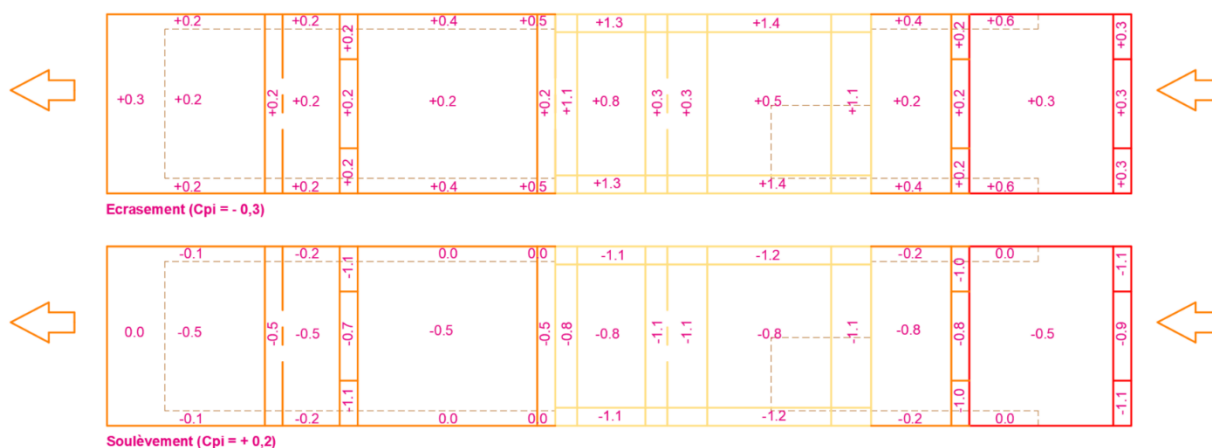
Valeurs de pression de  $C_{pe}$  sur les faces verticales des bâtiments



Valeurs de  $C_{pe}$ , bâtiments fermés



V2 : Cas de toiture isolée

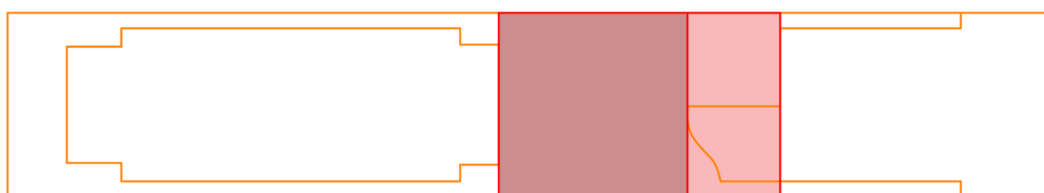


V2 : Valeurs de  $F_w$  ( $\text{kN/m}^2$ )

## Cas V3 & V4

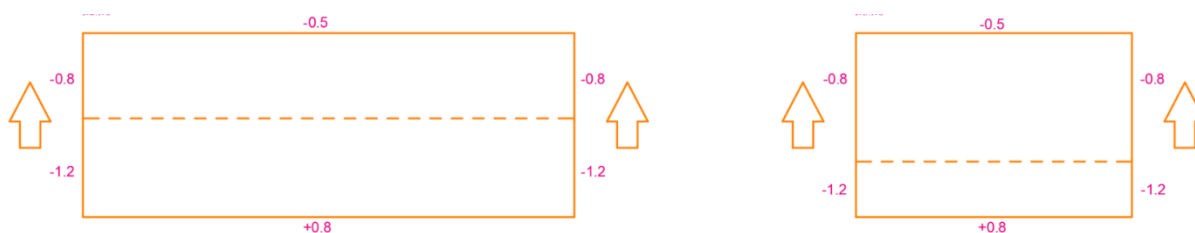
Pour les V3 et V4, on considère ici une toiture plane pour rendre compte de l'effet du vent vis-à-vis de la toiture. Pour la toiture isolée, on prend ici un encombrement égal à :

- $\varphi = 1$  pour la partie droite de la toiture
- $\varphi = 0$  pour le reste

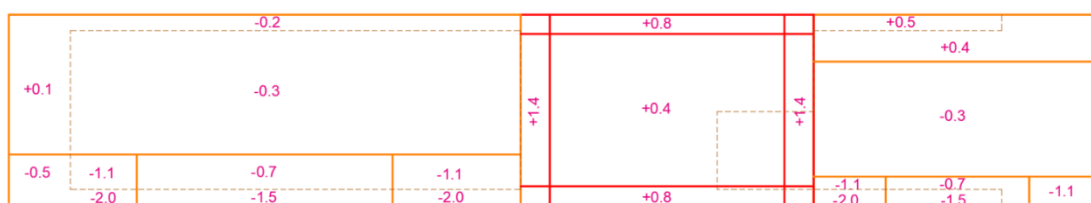


$\varphi = 0$        $\varphi = 1$

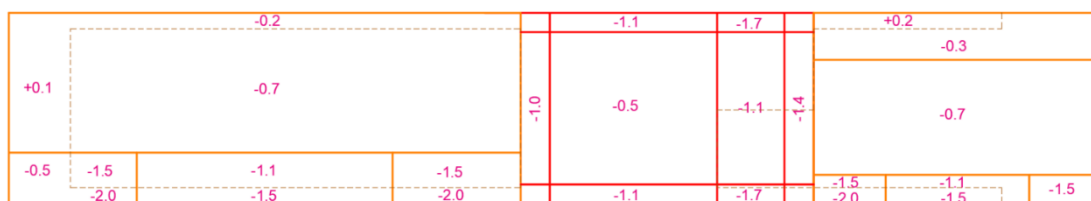
On obtient les valeurs suivantes :



Valeurs de pression sur les faces verticales des bâtiments



Ecrasement ( $C_p i = -0.3$ )



Soulèvement ( $C_p i = 0.2$ )

V3 & V4 :  $F_w$  ( $kN/m^2$ )



### 2.3.5. Comparaison des charges climatiques calculées à l'Eurocode et de la surcharge prise en compte pendant les études d'exécution

La note de calcul issue du DOE mentionne une surcharge non pondérée de 100kg/m². Les charges climatiques calculées à partir de l'Eurocode ont une répartition variable, dépendant de la géométrie de la toiture, de son exposition au vent et de la direction du vent.

A partir des plans de répartition des charges de neige et de vent, nous avons effectué les comparaisons suivantes :

#### Au soulèvement :

Il s'agit de vérifier que les efforts de soulèvement pondérés puis diminués des charges permanentes sont bien inférieurs aux charges prises en compte dans la note de calcul du DOE.

ELU :

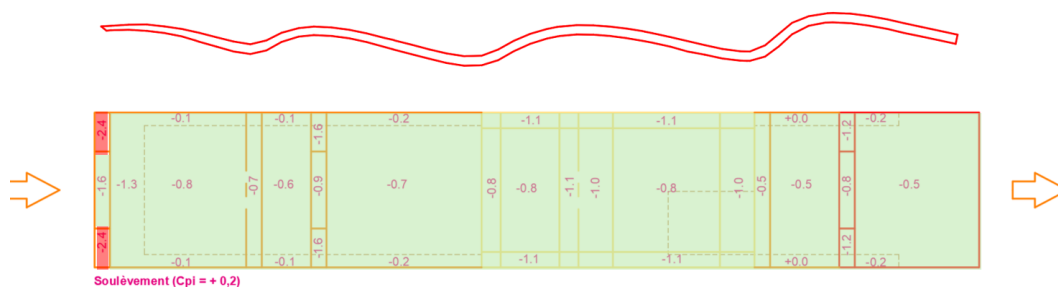
$$G + 1,5 W(-) < 225 \text{ kg/m}^2 \rightarrow |W(-)| < 1,87 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

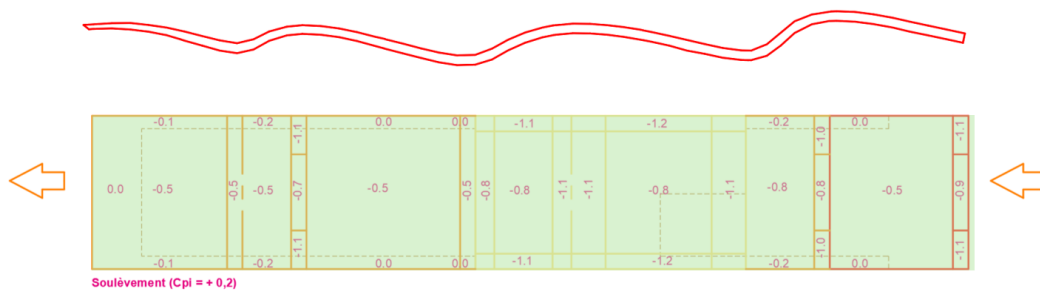
$$G + (W)- < 156 \text{ kg/m}^2 \rightarrow |W(-)| < 2,12 \text{ kN/m}^2$$

- ➔ La condition sur l'ELU est plus pénalisante, c'est celle que l'on vérifie. Les zones excédant cette condition sont signalées en rouge sur les schémas ci-dessous. Cela concerne principalement des zones en débord de toiture.

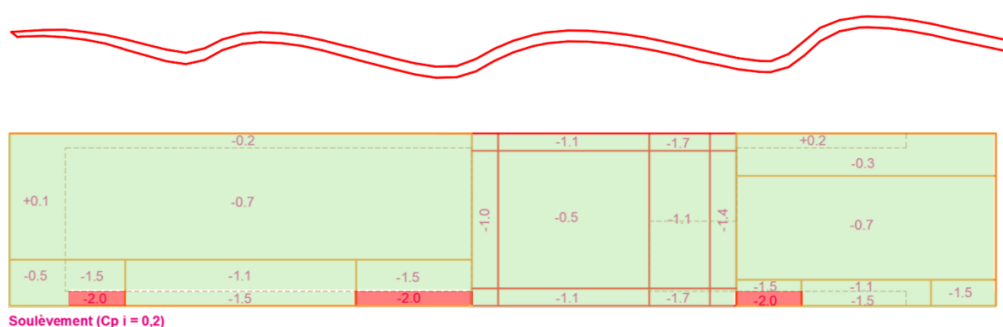
#### V1 – vent longitudinal 1



#### V2 – vent longitudinal 2



### V3 – vent transversal



### A l'écrasement :

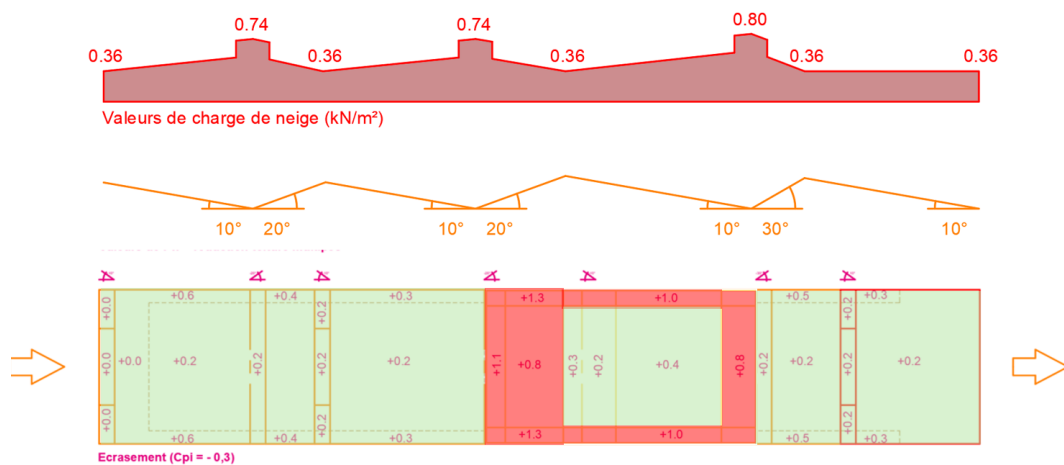
Il s'agit de vérifier que les efforts de surpression de vent combinés avec les charges de neige sont bien inférieurs à la surcharge prise en compte dans la note de calcul du DOE.

$$W(+) + 0,5 S < 100\text{kg/m}^2$$

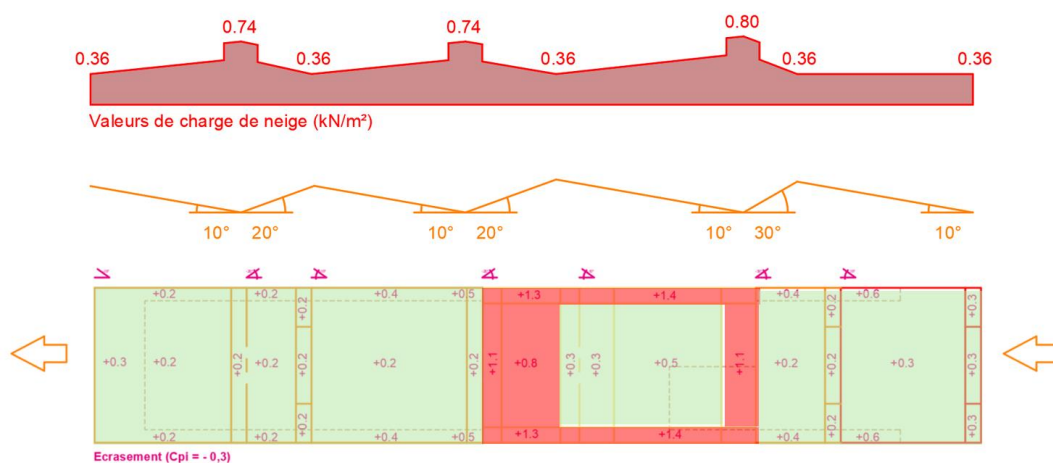
$$S + 0,6 W(+) < 100\text{kg/m}^2$$

- ➔ Les zones excédant ces conditions sont signalées en rouge sur les schémas ci-dessous. Cela concerne principalement la zone centrale, assimilée à une toiture isolée.

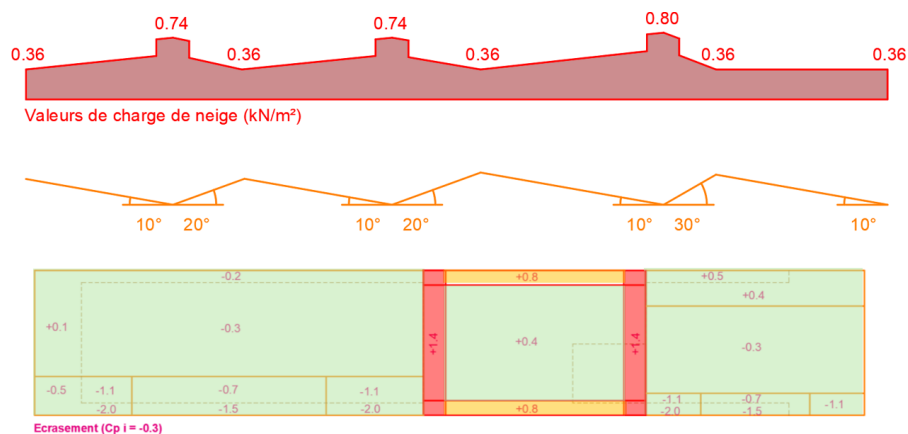
### V1 – vent longitudinal 1



## V2 – vent longitudinal 2



## V3 – vent transversal



## 2.4. CRITERES DE VERIFICATION

Les sections suivantes décrivent plus précisément les critères ELS et ELU établis selon la norme NF EN 1993-1-1.

### Critères ELU

Les éléments de structure acier seront vérifiés aux états limites ultimes conformément à l'Eurocode 3.

### Critères ELS

Les déformations des éléments structuraux soumis aux actions et sollicitations doivent vérifier les exigences d'aptitude aux Etats-Limites de Service. Le calcul des flèches des éléments métalliques aux Etats Limites de Service (ELS) est réalisée selon la méthodologie décrite ci-dessous. On définit :



#### Légende

- $w_c$  Contre-flèche dans l'élément structural non chargé
- $w_1$  Partie initiale de la flèche sous les charges permanentes de la combinaison d'actions correspondante selon les expressions (6.14a) à (6.16b).
- $w_2$  Partie à long terme de la flèche sous les charges permanentes.
- $w_3$  Partie additionnelle de la flèche due aux actions variables de la combinaison d'actions correspondante d'après les expressions (6.14a) à (6.16b).
- $w_{tot}$  Flèche totale, soit somme de  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$ .
- $w_{max}$  Flèche résiduelle totale compte tenu de la contre-flèche.

Les déformations sont limitées comme suit (toitures en général) :

- $w_{max} < L/200$
- $w_3 < L/250$

#### DOE :

La note de calcul prend pour critère :  $w_{max} < L/200$  mais la vérification exhaustive de toutes les typologies de poutres en déformation n'est pas fournie.

## 2.5. COMBINAISONS CONSIDEREES

### ELU :

- 1,35 G
- 1,35 G + 1,5 Q

- $G + 1,5 W(-)$
- $1,35 G + 1,5 W(+)$
- $1,35 G + 1,5 W(+)+ 0,75 S$
- $1,35 G + 1,5 S$
- $1,35 G + 1,5 S + 0,9 W(+)$

**ELS :**

- $G$
- $G + Q$
- $G + W$
- $G + W + 0,5 S$
- $G + S$
- $G + S + 0,6 W$

DOE :

La note de calcul DOE prend en considération la combinaison suivante pour les efforts :  
 $1,33G + 1,5 * 100\text{kg/m}^2 = 225\text{kg/m}^2$

Et celle-ci pour les déplacements :  
 $G+100\text{kg/m}^2 = 156\text{kg/m}^2$

## 2.6. CONCLUSIONS SUR LES CHARGES

La comparaison des charges montre que :

- Les hypothèses de charges permanentes du DOE sont sous estimées, on prendra  $70\text{kg/m}^2$  en plus du poids propre de la structure pour notre étude. Pour mémoire, la note de calcul du DOE considèrerait  $42\text{kg/m}^2$ .
- Les hypothèses de surcharge du DOE, bien que très simples, suffisent à couvrir la majorité des cas rencontrés sur la toiture. Toutefois, nous avons identifié quelques zones localisées où les charges climatiques calculées à l'Eurocode sont supérieures aux valeurs utilisées dans la note de calcul du DOE.
- La note de calcul DOE expose une vérification succincte des poutres treillis. Elle n'inclut par exemple pas de vérification au flambement des membrures hors plan sans justifier cette omission.

Il est donc nécessaire d'analyser et vérifier les poutres treillis constitutives de la charpente métallique de la toiture.

## 3. Descriptif de la structure

### 3.1. DESCRIPTION GENERALE DE LA TOITURE

La toiture est divisée en 3 zones séparées des joints de dilatation : la zone G, la zone H et la zone HG.

La zone G se trouve au-dessus des salles de musique. Elle a seulement pu être investiguée au droit du couloir, et avec une précision limitée liée à la hauteur de celle-ci.

La zone HG se trouve à cheval entre les deux bâtiments, elle s'étend sur une quinzaine de mètres sans support intermédiaire et comprend une trémie elliptique au centre. C'est la zone la plus sollicitée par les efforts de vent car elle est assimilée à une toiture isolée.

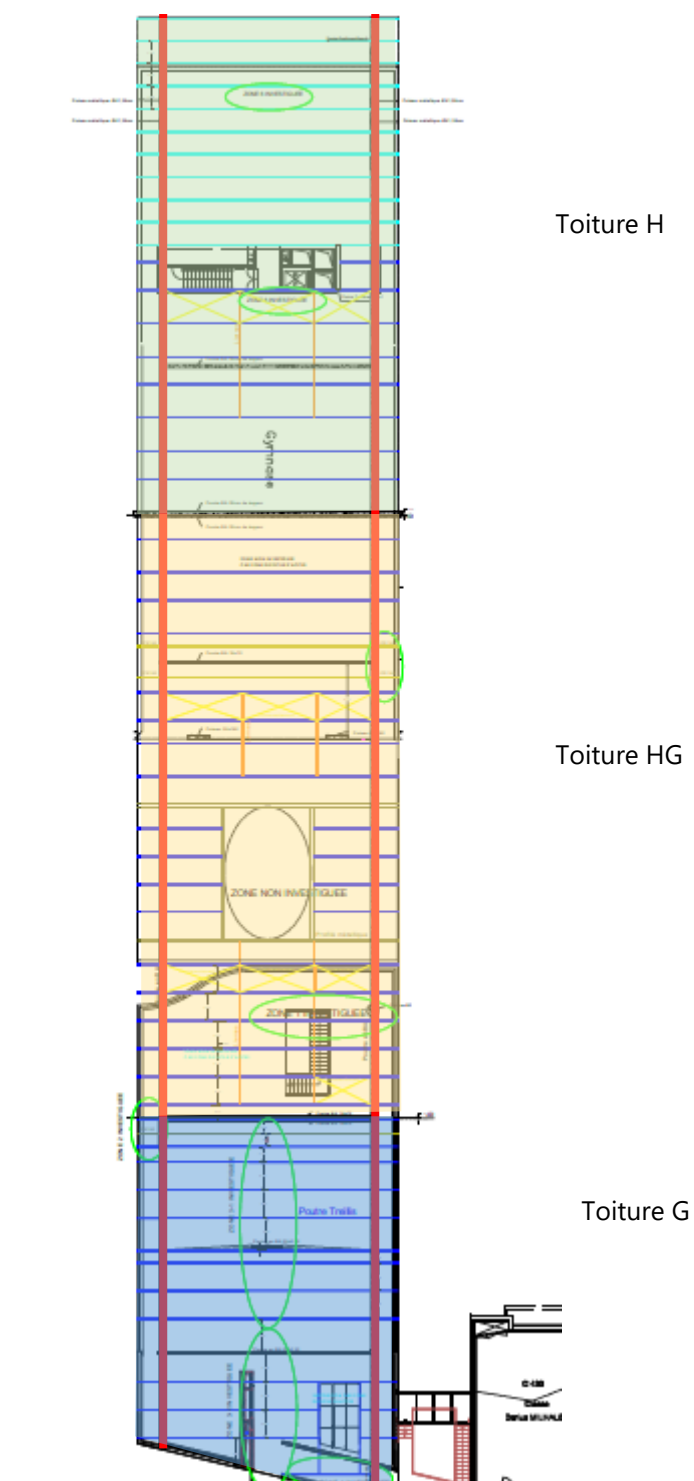
Elle a pu être investiguée en détail dans la zone au-dessus de la terrasse du bâtiment G. En revanche en raison de la hauteur de la toiture, la zone sans support n'a pas pu être investiguée.

La zone H se trouve au-dessus des gymnases et des appartements privés. Elle se prolonge en porte à faux, avec comme support deux paires de poteaux métalliques disposés en « V ».

Sur chaque zone, deux poutres bétons longitudinales suivant la courbe de la toiture (représentées en rouge sur le schéma ci-dessous) supportent les poutres treillis acier transversales espacées tous les 2m environ et comprenant des zones en porte à faux aux deux extrémités. Occasionnellement, des poutres acier en I sont présentes en toiture. C'est le cas des poutres constituant la trémie de la toiture HG, ou des poutres anti-déversement des poutres béton longitudinales au niveau du porte à faux de la zone H. D'autres poutres en I sont représentées sur les plans du DOE, sans raison apparente. Leur présence n'a pas pu être vérifiées par le relevé sur site.

Les poutres treillis supportent le bac acier support du complexe de toiture, et l'ossature contreplaqué support de la sous face, de composition variable selon les espaces inférieurs.

Un plan de la charpente métallique existante est annexé au présent document.



## 3.2. DESCRIPTION DES POUTRES TREILLIS

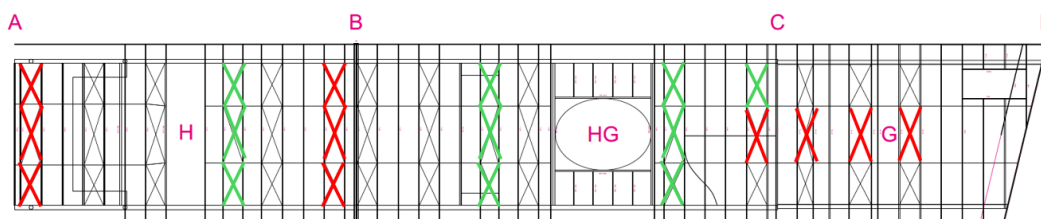
Plusieurs types de poutres treillis sont présentes dans la toiture. Elles sont représentées dans le DOE.

Les relevés ont permis de confirmer pour les poutres treillis PT1 et PT3 (et PT5 dans une moindre mesure) situées dans les zones investiguées :

- Les hauteurs des poutres treillis : 93cm entre axe pour les PT1, 43cm environ entre axe pour les PT3, 93cm environ pour les PT5
- La géométrie des poutres treillis (espacement des montants, orientation des diagonales) : environ 1,4m entre axes de montant pour les PT1, environ 1m pour les PT3, pas de vérification possible pour les PT5
- Les dimensions extérieures des profilés (membrures, montants et diagonales) : 5x5cm pour les montants et diagonales, 7x7cm pour les membrures et un doublement des membrures des PT3.
- La présence de cornières anti-déversement reliant les membrures inf entre elles, et les membrures sup entre elles (pas de vérification possible pour les PT5).

En revanche, la comparaison entre le relevé et le DOE a révélé plusieurs divergences :

- Position du contreventement :  
Ces divergences sont représentées sur le schéma ci-dessous : certaines croix de contreventement indiquées sur les plans du DOE ne sont pas présentes (en rouge), et d'autres ont été relevées à des endroits non indiqués sur le DOE. En vert, les croix relevées sur site, en gris, les croix représentées sur le DOE mais dans des zones non investiguées.



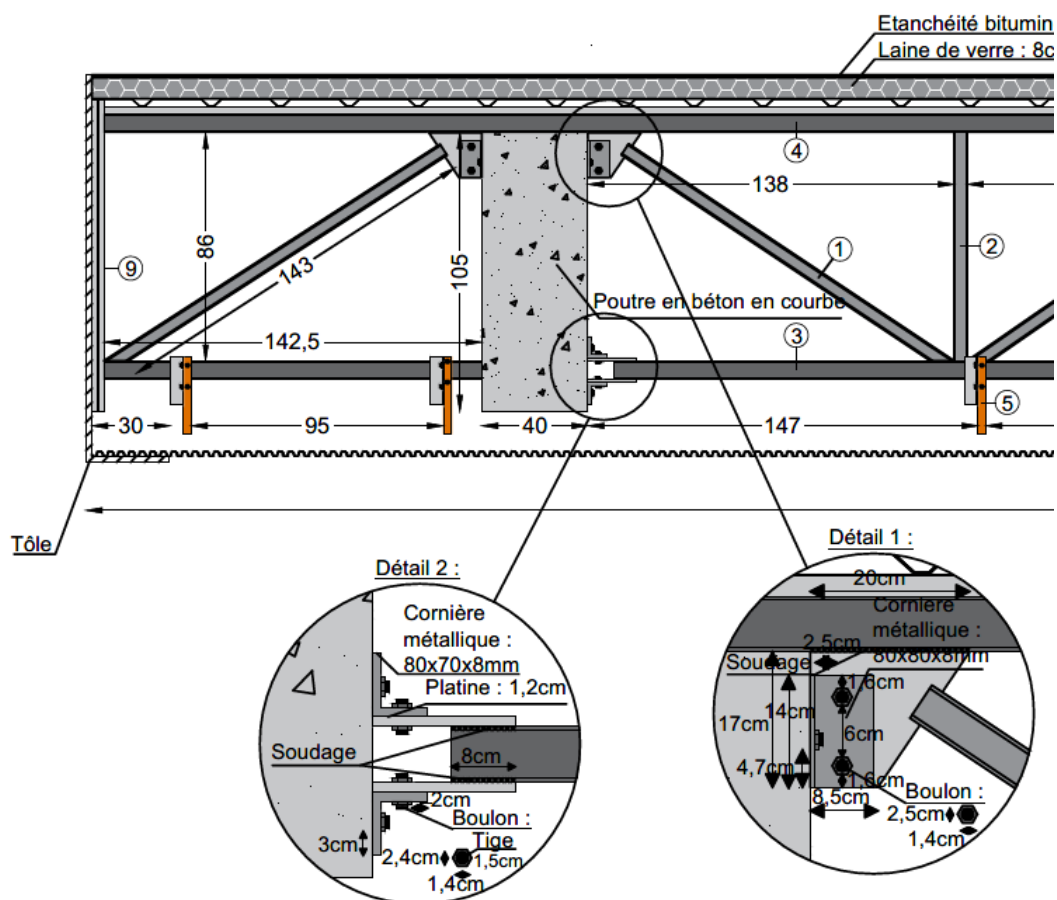
- Espacement entre les poutres treillis :  
L'espacement entre poutres treillis diverge par endroit entre les relevés sur site et les plans DOE. Une valeur conservative sera utilisée en bande de charge pour l'analyse des poutres treillis.

## 3.3. ASSEMBLAGES

Les relevés et photos sur site confirment que les assemblages ont bien été réalisés tels que représentés sur le DOE :







Détail de l'assemblage poutre treillis / poutre longitudinale béton armé issu du rapport géotec

Photo sur site :



Les éléments des treillis PT1 soudés entre eux



*Les éléments des treillis PT3 (avec doublement des membrures) soudés entre eux*



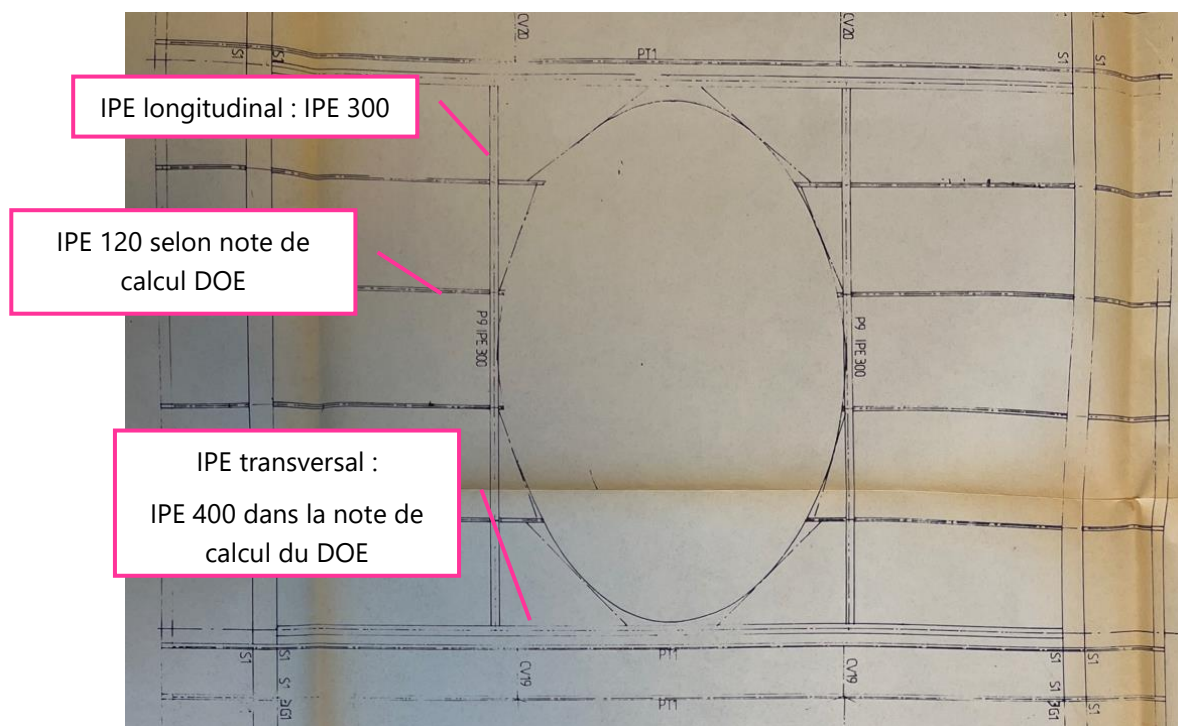
*Photo de l'assemblage poutre treillis / poutre longitudinale béton armé*

Nous considérons que la membrure inférieure n'est pas bloquée à ses deux extrémités et qu'elle peut dilater librement dans son axe. Cette hypothèse sera à vérifier sur site.

### 3.4. CAS PARTICULIER DE LA TREMIE CENTRALE

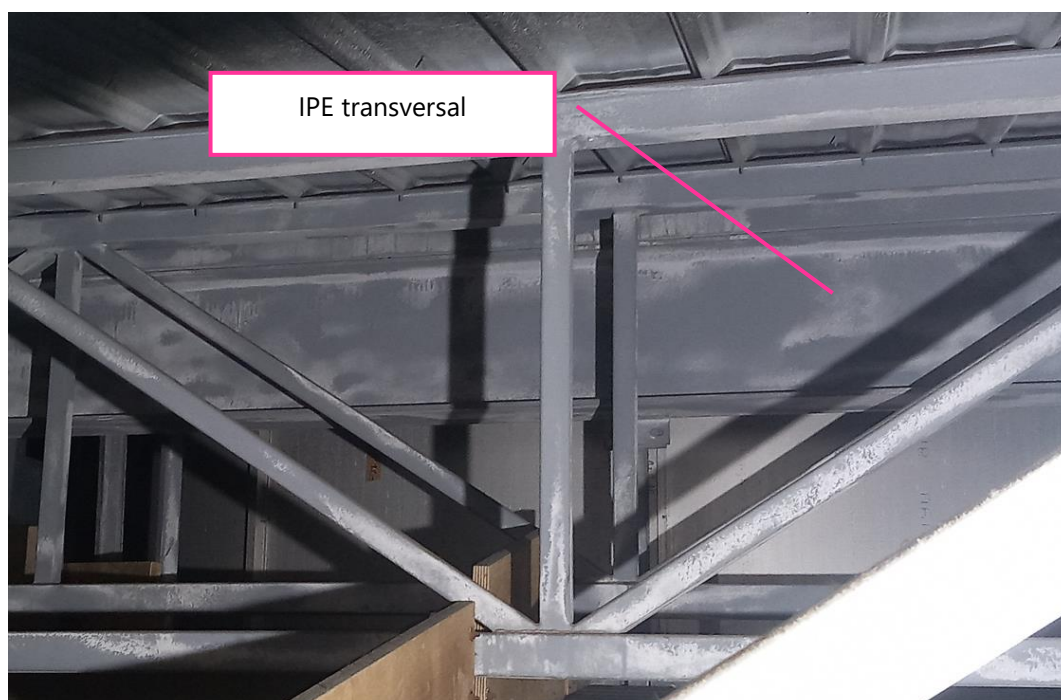
La zone de grande portée entre les bâtiments H et G n'a pas pu être investiguée. Toutefois, la présence d'IPE a été confirmée depuis l'investigation au niveau de la zone 1 (terrasse extérieure).

Les profils indiqués au DOE semblent cohérents par rapport à ce qui a été constaté sur site.

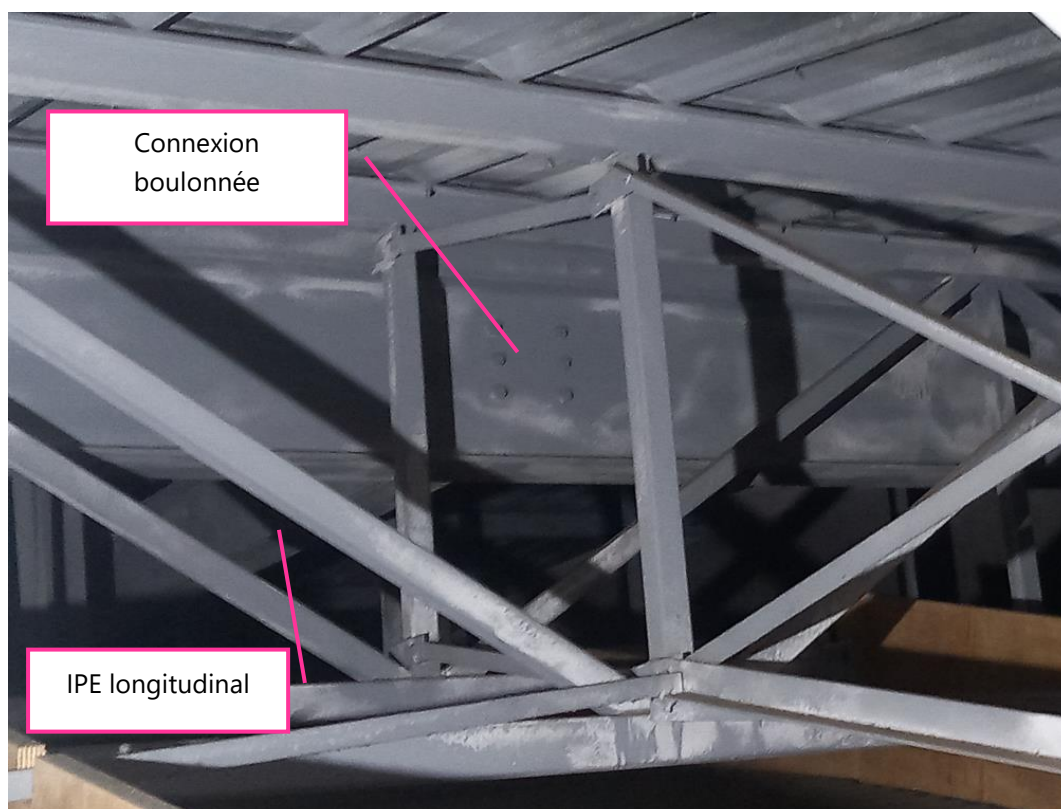


*Plan de la toiture HG au niveau de la trémie issu du DOE*





*Photo du IPE transversale de la trémie – hauteur sur DOE : IPE 400*



*Photo de la connexion entre IPE transversal et IPE longitudinal*

### 3.5. CONCLUSIONS SUR LA GEOMETRIE

L'intervention sur site menée par Géotec confirme que les structures existantes sont bien conformes au DOE dans leur géométrie et leurs assemblages sur les zones investiguées à l'exception des divergences suivantes :

- Espacement des poutres treillis : l'espacement n'a pas pu être vérifié sur l'ensemble de la toiture et certaines zones ont révélé des divergences. Un espacement conservateur sera pris en compte dans l'analyse des poutres treillis
- Contreventement : le contreventement n'a pas pu être vérifié sur l'ensemble de la toiture et certaines zones ont révélé des divergences. Cet aspect n'a pas a priori d'impact sur la vérification de la capacité portante dans la direction gravitaire.
- Zone trémie : les poutres situées au niveau de la zone trémie n'ont pas pu être confirmées par le relevé. Nous partons sur les hypothèses du DOE pour les justifications.

Concernant la géométrie et les sections des poutres treillis, le relevé et le DOE concorde sur les zones investiguées. **Nous faisons l'hypothèse que les poutres treillis situées dans les zones non investiguées sont conformes au DOE pour la suite des vérifications.**

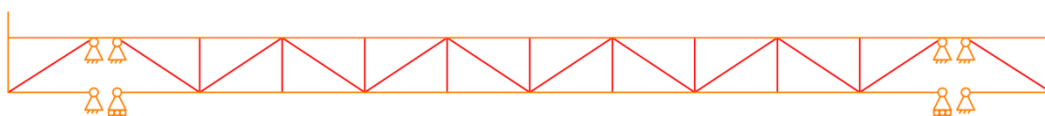
## 4. Vérification des poutres treillis

### 4.1. DESCRIPTION DU MODELE

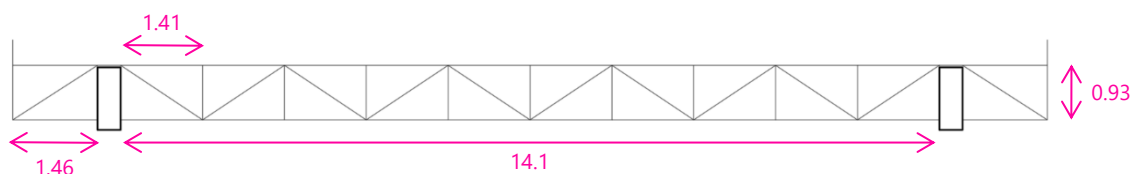
#### Schéma statique

Les typologies de poutres treillis PT1, PT3 et PT5 ont été modélisées. Dans ce modèle de calcul, on considère les montants et les diagonales biarticulés (en rouge sur le schéma ci-dessous).

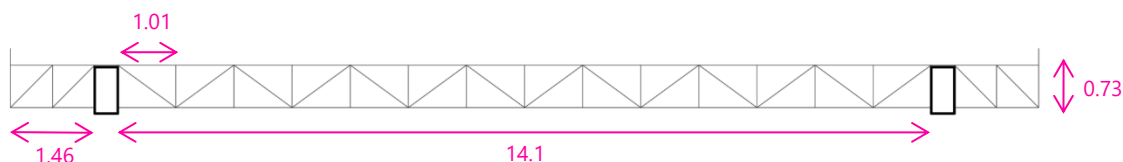
Après observation des systèmes d'accroche des poutres treillis sur la poutre béton, on considère que la dilatation est possible aux deux extrémités de la membrure inférieure et on obtient alors le schéma statique suivant :



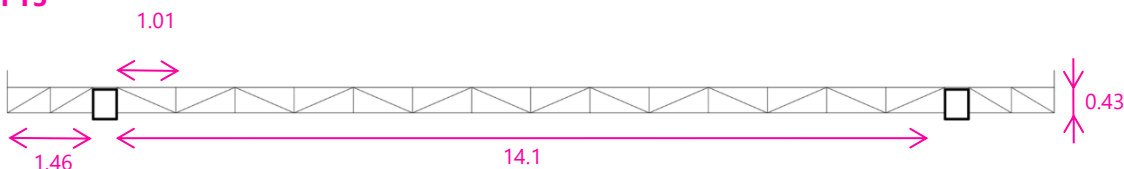
#### PT1



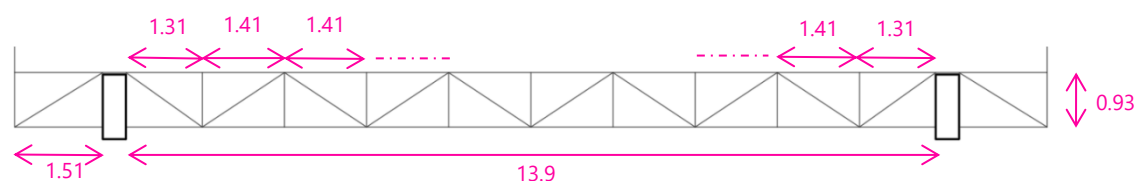
#### PT2



#### PT3



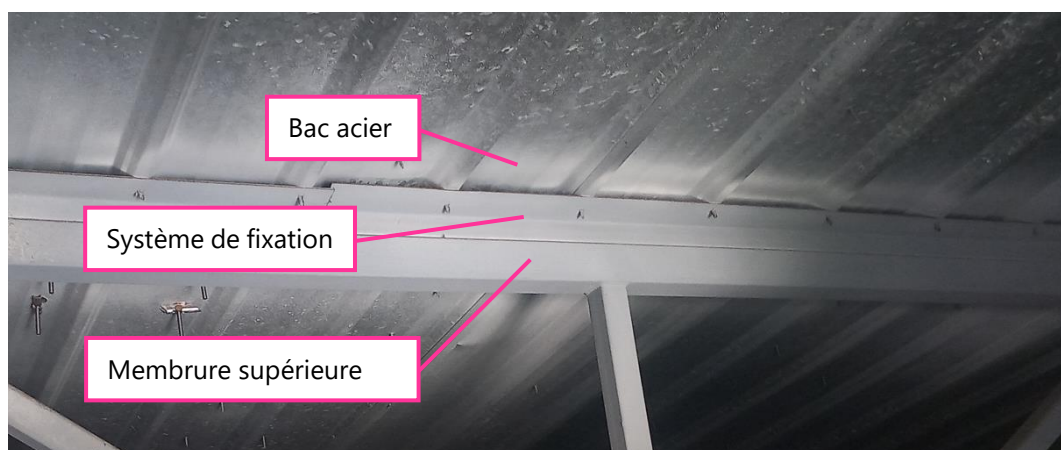
#### PT5



La poutre treillis PT2 n'a pas été vérifiée dans cette étude. Elle n'est présente qu'à deux occurrences sur la toiture et elle est bordée par des IPE. Elles sont localisées au niveau de l'appartement privatif et donc leurs dimensions n'ont pas pu être vérifiées par relevé sur site. Elles se situent sur une zone où il n'y a pas de sursollicitations par rapport aux hypothèses DOE. Dans un objectif d'exhaustivité, il faudrait les vérifier une fois les charges additionnelles quantifiées.

### Membrane supérieure du treillis

On considère que la membrane supérieure est stabilisée vis-à-vis des différentes instabilités par fixation au bac acier.



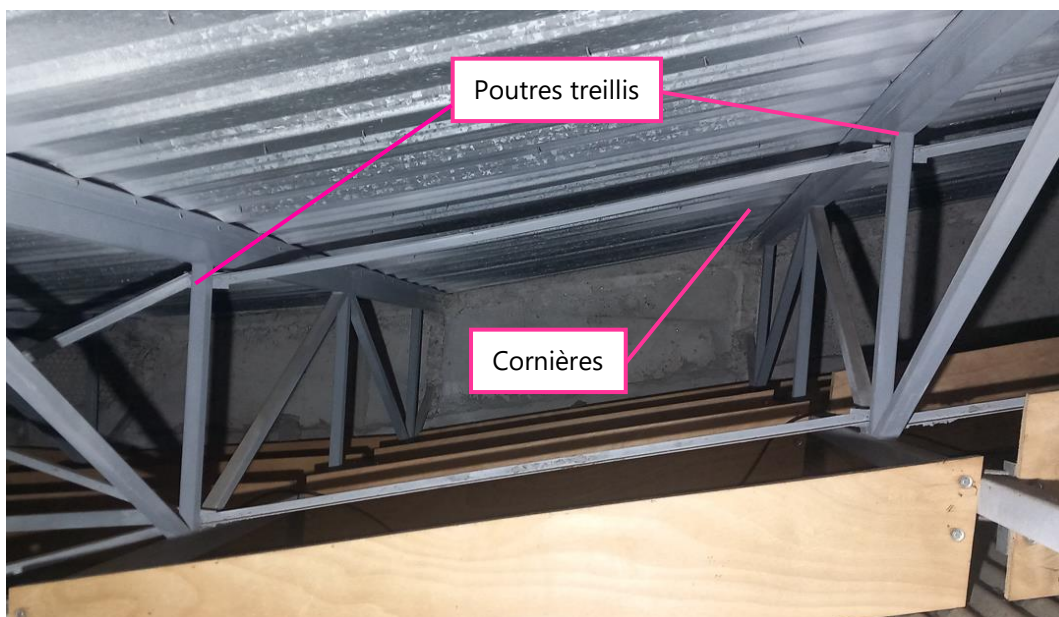
*Fixation du bac acier sur la membrane sup du treillis*

Au niveau des zones investiguées, le nombre de fixation du bac acier n'était pas identique sur chaque poutre treillis. **Lors des interventions de rénovation, il faudra alors vérifier que les fixations du bac acier sont suffisamment fréquentes, et rajouter des vis auto-foreuses si besoin par le dessus.**

### Membrane inférieure du treillis

La membrane inférieure est stabilisée dans le plan horizontal par les cornières visibles ci-dessous.



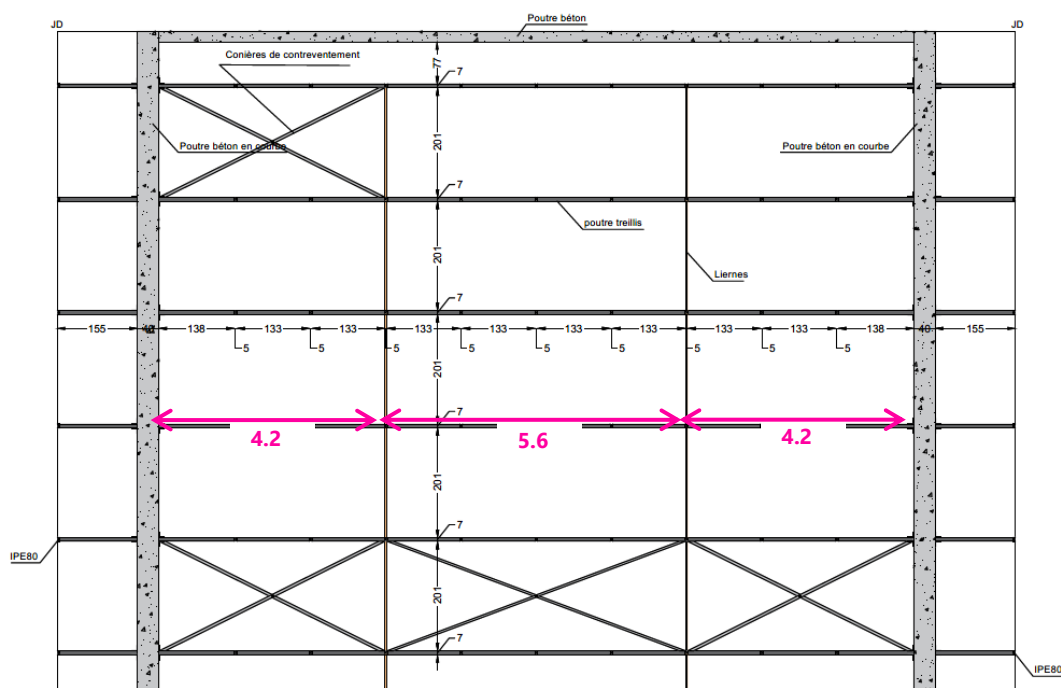


Contreventement des poutres treillis par cornières en acier

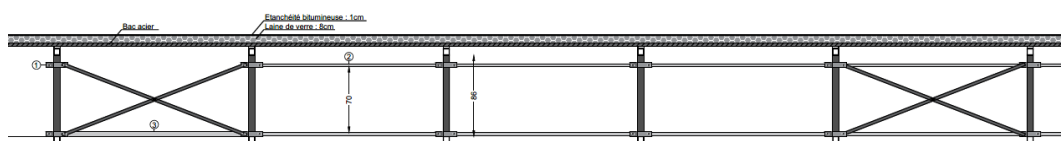
Les longueurs de flambements sont issues du DOE :

- 4,23 m | 5,64 m | 4,23 m pour les poutres PT1
- 4,03 m | 6,04 m | 4,03 m pour les poutres PT3
- 4,13 m | 5,64 m | 4,13 m pour les poutres PT5

Les relevés Géotec représentés ci-dessous permettent de confirmer les valeurs pour les poutres PT1.



Plan du contreventement de la structure issu du rapport Geotec – poutres PT1



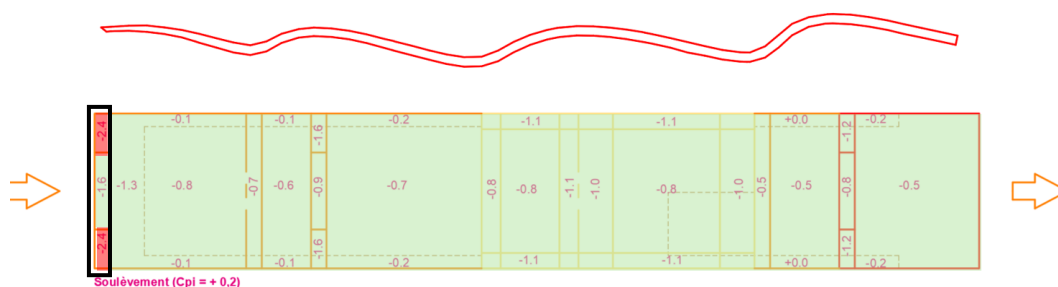
Elévation du contreventement de la structure issue du rapport Geotec – poutres PT1

## 4.2. DESCRIPTION DU CHARGEMENT APPLIQUE

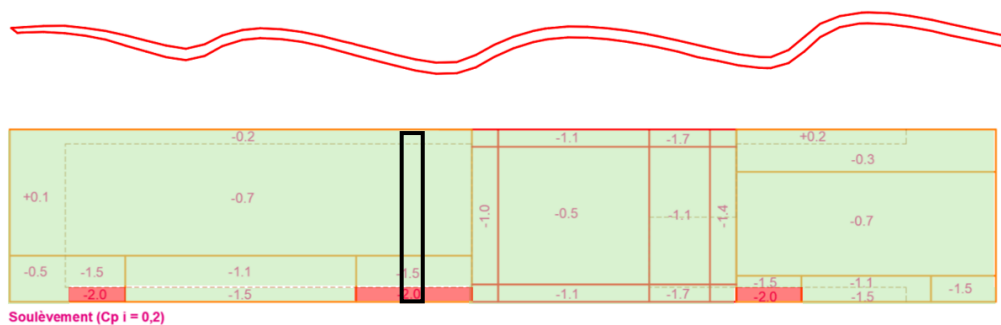
Plusieurs configurations de charge sont vérifiées :

- Soulèvement :
  - ELU 1 :  $G + 1,5 W(-)$
  - ELS :  $G + W(-)$
- ➔ Vérification des diagonales en compression dans la zone en porte à faux, vérification des zones sursollicitées identifiées au chapitre 2 notamment le flambement de la membrure inférieure. L'ajout de charges permanentes va dans le sens du soulagement des poutres sous ce cas de charges. Ce cas est néanmoins vérifié pour compléter le diagnostic de l'existant.

PT3



PT1, PT2 et PT5 :



- ELU climatique descendant

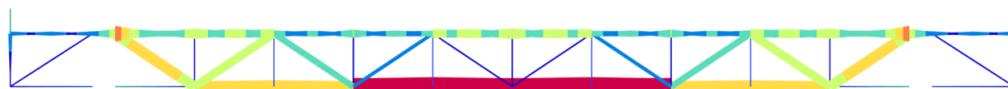
[illegible]

## 4.3. JUSTIFICATIONS

### 4.3.1. Contraintes

#### PT1

Pour cette typologie de poutre, on considère le cas de charge :  $1,35 G + 1,5 W(+) + 0,75 S$  car il fait apparaître les valeurs de contrainte les plus élevées.



On observe alors :

- Contrainte de Von Mises max : **258 Mpa**
- Taux d'utilisation : **94%** (Acier S275)

#### PT3

Pour cette typologie de poutre, on considère le cas de charge :  $1,35 G + 0,9 W(+) + 1,5 S$  car il fait apparaître les valeurs de contrainte les plus élevées.

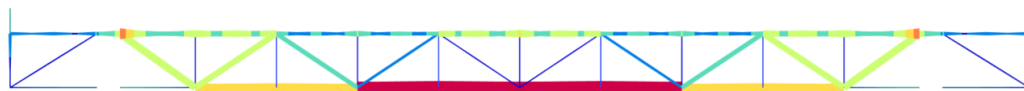


On observe alors :

- Contrainte de Von Mises max : **192 Mpa**
- Taux d'utilisation : **70%** (Acier S275)

#### PT5

Pour cette typologie de poutre, on considère le cas de charge :  $1,35 G + 0,9 W(+) + 1,5 S$  car il fait apparaître les valeurs de contrainte les plus élevées.



On observe alors :

- Contrainte de Von Mises max : **142 Mpa**
- Taux d'utilisation : **52%** (Acier S275)

### 4.3.2. Déformations

Les déformations maximales observées à l'ELS sont :

PT1		PT3		PT5	
FLECHE TOTALE		FLECHE TOTALE		FLECHE TOTALE	
L	14100 mm	L	14100 mm	L	13900 mm
L/200	70,5 mm	L/200	70,5 mm	L/200	69,5 mm
Ecrasement		Ecrasement		Ecrasement	
G + W(+) + 0,5S	24,5 mm	G + S + 0,6W(+)	29,6 mm	G + S + 0,6W(+)	13,6 mm
	35%		42%		20%
Soulèvement		Soulèvement		Soulèvement	
G + W(-)	0,5 mm	G + W(-)	10,1 mm	G + W(-)	0,5 mm
	1%		14%		1%
FLECHE ACTIONS VARIABLES		FLECHE ACTIONS VARIABLES		FLECHE ACTIONS VARIABLES	
L	14100 mm	L	14100 mm	L	13900 mm
L/250	56,4 mm	L/250	56,4 mm	L/250	55,6 mm
Ecrasement		Ecrasement		Ecrasement	
W(+) + 0,5S	16,7 mm	S + 0,6W(+)	14,3 mm	S + 0,6W(+)	6,1 mm
	30%		25%		11%
Soulèvement		Soulèvement		Soulèvement	
W(-)	7,3 mm	W(-)	25,4 mm	W(-)	7,1 mm
	13%		45%		13%

### 4.3.3. Instabilités

#### Montants et diagonales du treillis

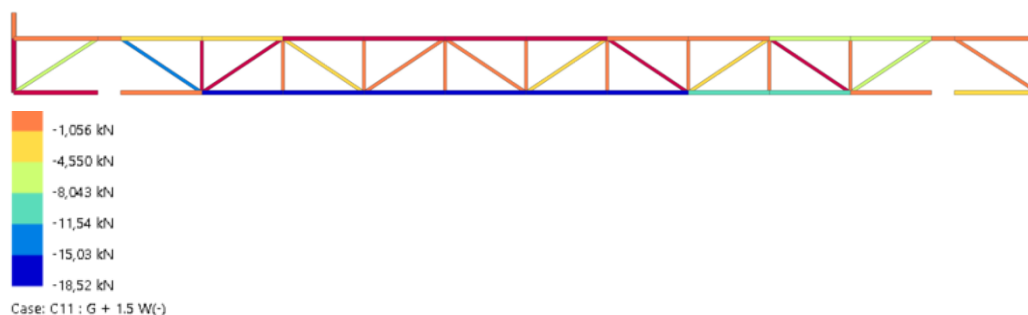
Il s'agit ici de vérifier les éléments des poutres treillis vis-à-vis des instabilités.

Premièrement, on vérifie la résistance au flambement des diagonales et des montants des poutres treillis :

PT1		PT3		PT5	
1,35G + 1,5W + 0,75S		1,35G + 0,9W + 1,5S		1,35G + 0,9W + 1,5S	
DIAGONALES		DIAGONALES		DIAGONALES	
Section	RHS 50.50.3,2	Section	RHS 50.50.3,2	Section	RHS 50.50.3,2
N lim	86,8 kN	N lim	123,9 kN	N lim	86,8 kN
N	68,2 kN	N	58,2 kN	N	38,8 kN
Taux d'utilisation	79%	Taux d'utilisation	47%	Taux d'utilisation	45%
MONTANTS		MONTANTS		MONTANTS	
Section	RHS 50.50.3,2	Section	RHS 50.50.3,2	Section	RHS 50.50.3,2
N lim	133,3 kN	N lim	159,9 kN	N lim	133,3 kN
N	11,3 kN	N	6,5 kN	N	6,3 kN
Taux d'utilisation	8%	Taux d'utilisation	4%	Taux d'utilisation	5%

Puis, on vérifie également le flambement dans le cas du soulèvement pour les membrures inférieures. On considère ici le cas de charge : **G + 1,5 W(-)**.

#### PT1 - Membrane inférieure



On observe alors :

- Effort axial max : **18.5 Mpa**
- Longueur de flambement : **5.6 m**
- Taux d'utilisation au flambement : **54%**

### PT3 - Membrane inférieure



Axial Force, Fx: 100,0 kN/pic.cm



Case: C11 : G + 1.5 W(-)

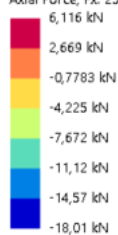
On observe alors :

- Effort axial max : **124 Mpa**
- Longueur de flambement : **6.0 m**
- Taux d'utilisation au flambement : **87%**

### PT5 - Membrane inférieure



Axial Force, Fx: 25,00 kN/pic.cm



Case: C11 : G + 1.5 W(-)

On observe alors :

- Effort axial max : **18.0 Mpa**
- Longueur de flambement : **5.6 m**
- Taux d'utilisation au flambement : **52%**

## 4.4. REMPLACEMENT DU COMPLEXE DE TOITURE

Les vérifications les plus contraignantes dans l'état existant sont :

- **Flambement** de la membrure inférieure des poutres PT3 sous **G + 1,5 W(-)** (87%)
- **Contrainte** dans les poutres PT1 sous **1,35 G + 1,5 W(+) + 0,75 S** (94%)

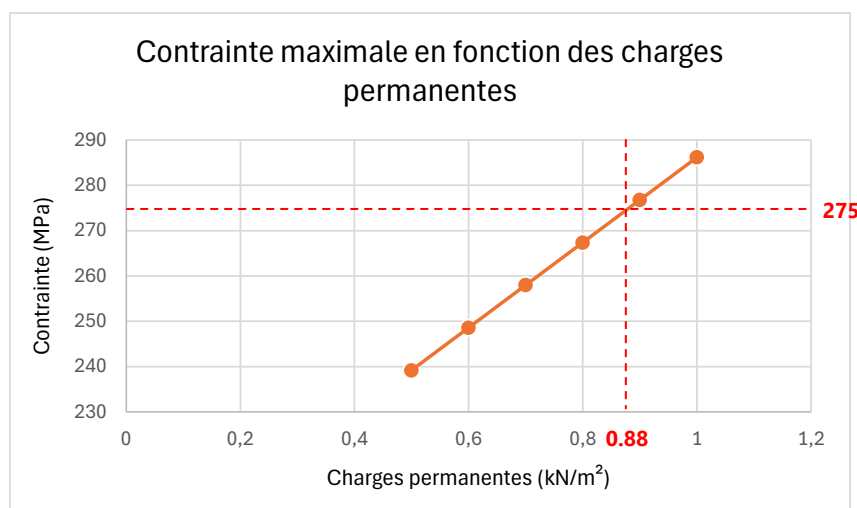
Nous nous concentrons sur ces cas particuliers pour déterminer la capacité portante restante des poutres treillis.

Pour le flambement de la membrure inférieure du treillis sous soulèvement, l'ajout d'équipements additionnels va globalement diminuer la sollicitation de l'élément. La vérification actuelle est donc conservatrice par rapport aux interventions ultérieures.

En revanche, pour les valeurs de contrainte sous ELU descendant, l'ajout d'équipements additionnels va dans le sens de l'augmentation de la sollicitation de l'élément. La vérification de ces éléments devra donc être effectuée avec les valeurs de charges définitives.

On s'intéresse alors à l'évolution de la contrainte maximale dans les membrures des poutres PT1 lorsque l'on augmente la valeur des charges permanentes. On obtient alors les résultats suivants :

Evolution de la contrainte maximale en fonction de l'augmentation des charges permanentes						
1,35G + 1,5W(+) + 0,75S						
Charges permanentes (kN/m <sup>2</sup> )	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Contrainte max (Mpa)	239,2	248,6	258	267,4	276,8	286,2
Taux d'utilisation (%)	87%	90%	94%	97%	101%	104%



En se basant sur le critère de contrainte maximale dans la poutre PT1, on obtient une limite de charge permanente de **88 kg/m<sup>2</sup>**.

A noter, les zones de toiture ne possèdent pas le même complexe en sous face et la valeur des charges permanentes n'est donc pas uniforme sur l'ensemble de la toiture. De même les charges climatiques présentent une disposition variable. En renforçant les poutres treillis les plus sollicitées, nous pourrions atteindre des valeurs de charges permanentes plus importantes si cela s'avère nécessaire.

## 4.5. CHARGES D'EQUIPEMENTS DE PROTECTION COLLECTIVE ET INDIVIDUELLE

Les protections en toiture terrasse peuvent être apportés en protection individuelle via l'implantation d'une ligne de vie ou en protection collective avec l'ajout de garde-corps délimitant une zone praticable sur toute sa périphérie.

La ligne de vie apporte une faible charge permanente et une charge d'exploitation non concomitante avec les charges climatiques. Elle n'est pas dimensionnante.

En première approche, on peut considérer les charges suivantes pour l'ajout éventuel d'un garde-corps :

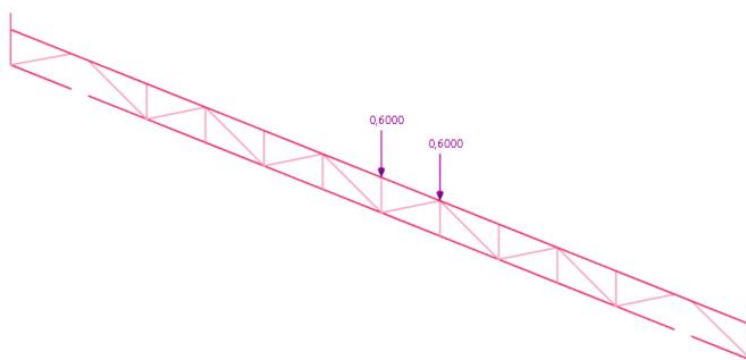
### Charges permanentes :

- Poids propre du garde-corps (environ **28 kg/ml**) x2

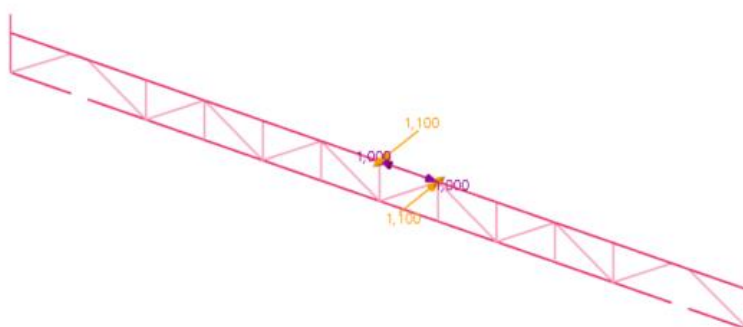
### Charges d'exploitations :

- Force horizontale de **1kN** (utilisation du garde-corps)
- Moment de **1,1 kN.m** en pied de garde-corps (résultant de la force horizontale appliquée à 1,1 m)

A ce stade, on place le garde-corps à l'endroit le plus défavorable, à savoir la travée centrale.



*Charges permanentes supplémentaires*

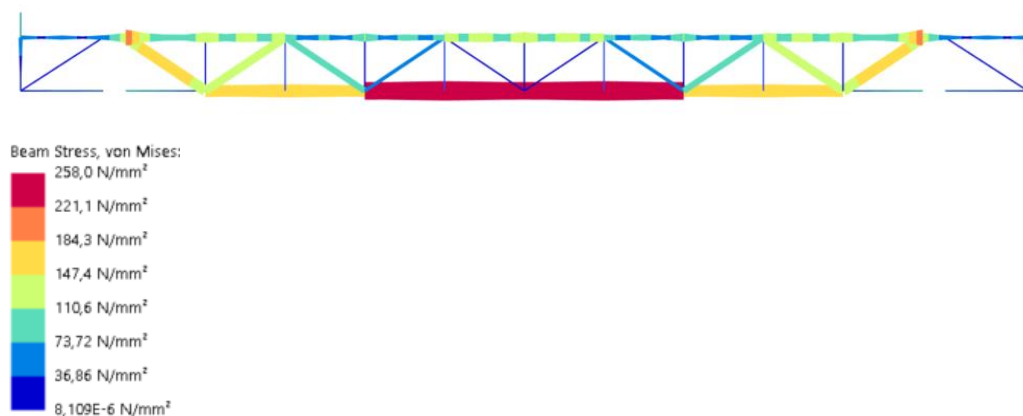


*Charges d'exploitation supplémentaires*



## PT1 SANS GARDE-CORPS

Sous le cas de charge **1,35G + 1,5W(+)** + **0,75S**, on observe les valeurs de contraintes suivantes :



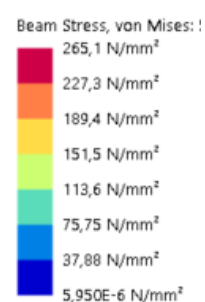
Sous le cas de charge **1,35G + 1,5Q**, on observe les valeurs de contraintes suivantes :

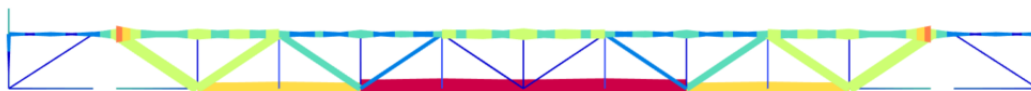


## PT1 AVEC GARDE-CORPS

Les charges climatiques et les charges d'exploitation ne sont pas concomitantes donc on dissocie les deux cas de charges.

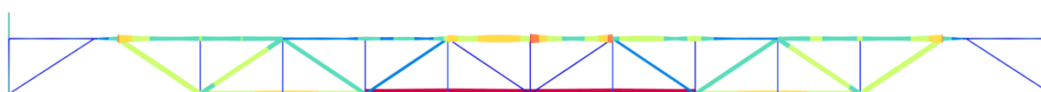
Sous le cas de charge **1,35G + 1,5W(+)** + **0,75S**, on observe les valeurs de contraintes suivantes :



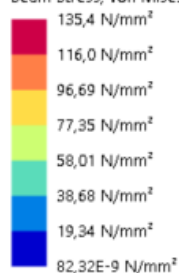


- Contrainte max de **265 Mpa**
- Augmentation de **7 Mpa**
- Taux d'utilisation en contraintes : **96%**

Sous le cas de charge **1,35G + 1,5Q**, on observe les valeurs de contraintes suivantes :



Beam Stress, von Mises:



- Contrainte max de **135 MPa**
- Augmentation de **6 Mpa**
- Taux d'utilisation en contraintes : **49%**

La combinaison ELU avec charges d'exploitation  $1,35G + 1,5 Q$  reste moins pénalisante que les combinaison ELU climatiques. L'ajout du poids du garde-corps augmente très légèrement la contrainte (augmentation < 10MPa).

Néanmoins l'implantation des garde-corps doit être étudiée avec le poids exact définitif du nouveau complexe de toiture pour ne pas excéder les capacités portantes des poutres treillis les plus sollicitées à l'état existant.

## 4.6. CONCLUSIONS SUR LA VERIFICATION DES POUTRES TREILLIS

Les modèles établis permettent de vérifier les poutres treillis PT1, PT3 et PT5 vis-à-vis des efforts gravitaires.

Les vérifications en contraintes et déformation laissent apparaître une réserve en capacité permettant d'aller jusqu'à un total d'environ 90kg/m<sup>2</sup> de charges permanentes (sous face + complexe toiture).

L'ajout de ligne de vie et de garde-corps présente une augmentation ponctuelle faible des

contraintes. Une vérification des poutres les plus sollicitées sera nécessaire sous l'ensemble garde-corps + charges permanentes augmentées pour estimer si un renfort local est nécessaire.

Toutefois, la vérification des instabilités laisse apparaître un point de faiblesse. Les stabilisations tous les 6m ne sont pas suffisantes contre le flambement des membrures supérieures. Nous supposons que le bac acier joue un rôle de stabilisateur. **Lors de l'intervention de rénovation, il s'agira de vérifier que la connexion du bac acier aux poutres treillis est suffisamment fréquente et ajouter des vis auto-foreuses si besoin.**

## 5. Vérification de la trémie centrale

### 5.1. DESCRIPTION DU MODELE

En l'absence de relevé de cette zone, la trémie centrale a été modélisée conformément au DOE, c'est à dire par des poutres IPE articulées à leurs extrémités.

Les schémas suivants reportent les dimensions et sections utilisées :

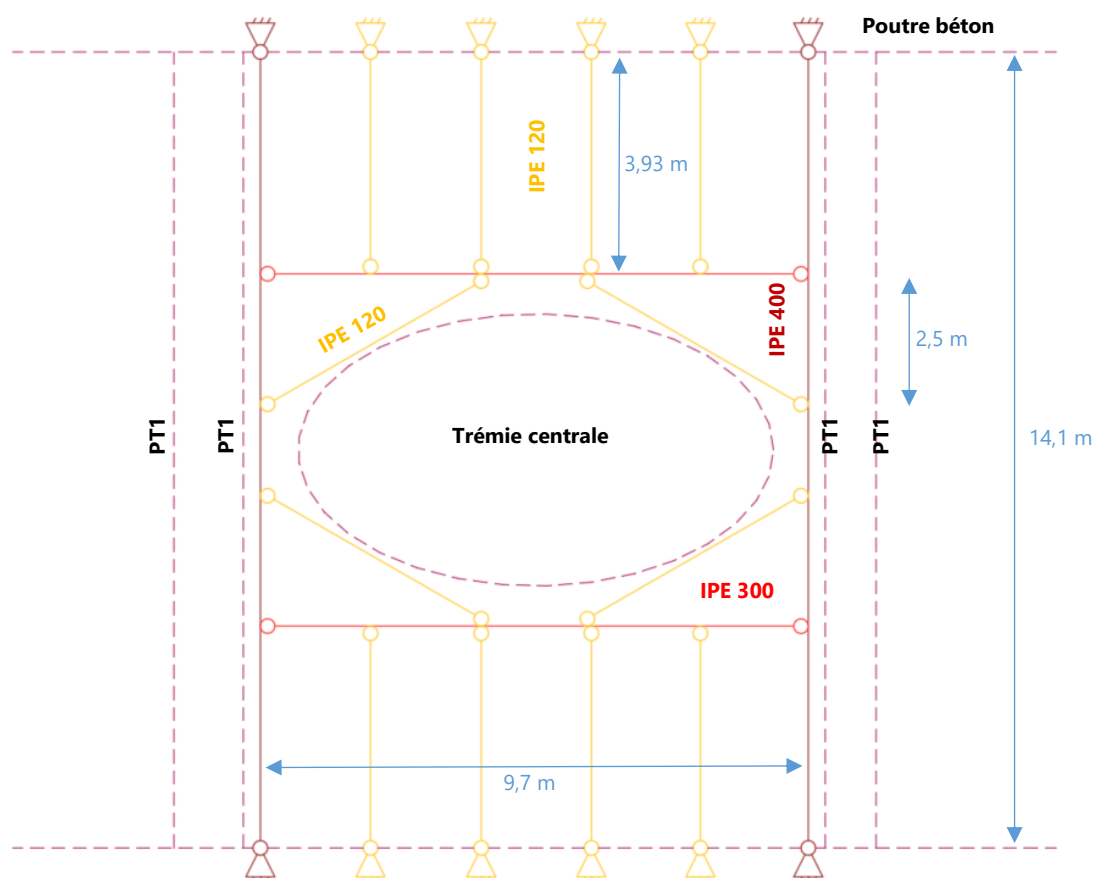
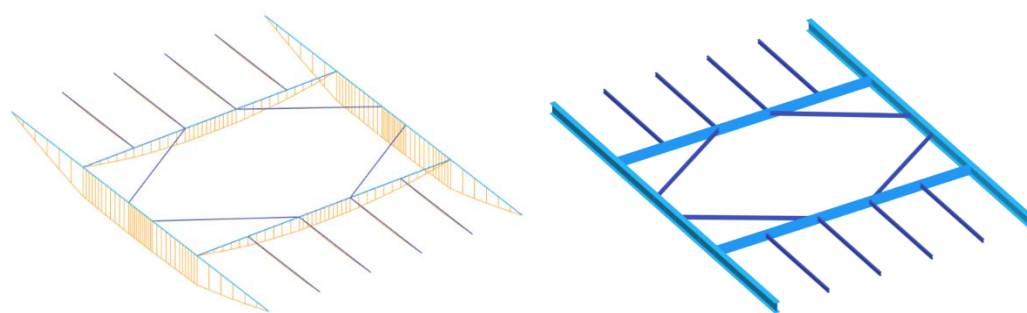


Schéma de la trémie centrale

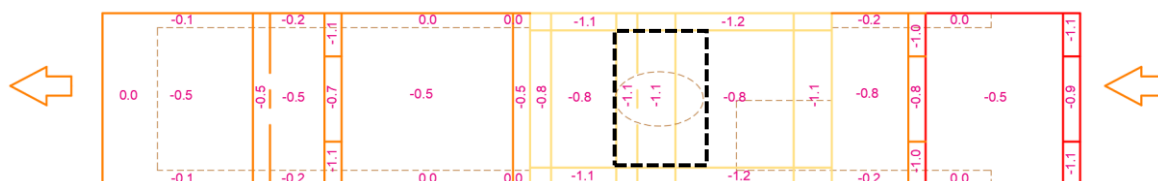


Modèle de calcul – diagramme de moment

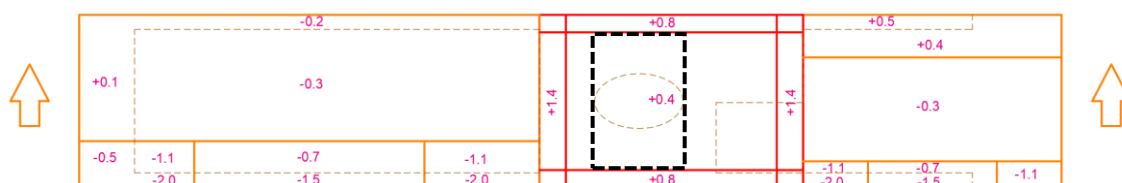
## 5.2. DESCRIPTION DU CHARGEMENT APPLIQUE – ETAT EXISTANT

On vérifie le comportement des éléments sous les cas de charge de l'ELS et l'ELU définis précédemment. Les valeurs des charges considérées sont les suivantes (c.f §2.3 pour le détail des valeurs) :

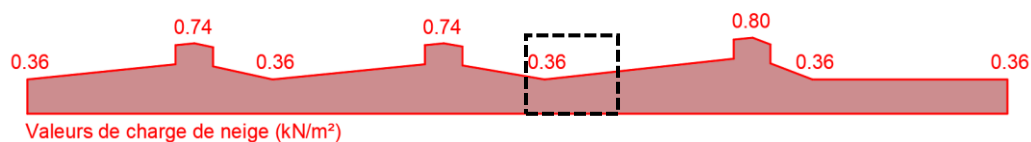
- CP, charges permanentes : 0,7 kN/m<sup>2</sup>
- Q, charges d'exploitation : 0.8 kN/m<sup>2</sup> sur une surface de 10 m<sup>2</sup>.
- W(-), charges de vent en soulèvement : 1,1 kN/m<sup>2</sup> et 0,8 kN/m<sup>2</sup>



- W(+), charges de vent en écrasement : 0,4 kN/m<sup>2</sup>



- S, charges de neige : 0,44 kN/m<sup>2</sup>



## 5.3. JUSTIFICATIONS

### 5.3.1. Justifications du D.O.E

Dans la note de calcul issue du D.O.E, on retrouve les vérifications suivantes pour le « puit de jour elliptique ».

## Calcul des poutres au niveau du puit de jour elliptique

Poutre P8

Charges d'its poutre treillis  $q = 156 \text{ kg/m}^2$  (non pondérée)

encastrement maxi 1,96  $\rightarrow p = 310 \text{ kg/ml}$

Portée de 4m  $\rightarrow M = \frac{310 \times 4^2}{8} = 620 \text{ kg} \cdot \text{m}$

IPE 100  $f = 88,7 > 20 \text{ mm}$

IPE 120  $f = 15,5 < 20 \text{ mm}$

(flèche maxi  $\frac{f}{200} = 2 \text{ mm}$ )

Vérification en milieu de travée

$$M/I_r = 11,7 < 15 \text{ daN/mm}^2$$

Profil **IPE 120** adopté

## Encastrement en bout de P8

Charges  $q = 156 \text{ kg/m}^2$  (non pondérée)

Portée 0,90

Charges en bout de poutre  
réparties sur 0,9  $\frac{651 \text{ kg}}{310 \text{ kg/m}}$

$$M = \frac{651 \times 0,9 + 310 \times 0,9^2}{8} = 620 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{IPE 120 } M/I_r = 11,7 < 15 \text{ daN/mm}^2$$

## Vérification de la flèche

IPE 120  $f = 0,78 < 4,5 \text{ m}$

Profil **IPE 120** adopté

Poutre reprenant les poutres P8 - (P 9)

charges  $q = 156 \text{ kg/m}^2$

repren  $\frac{4,05 + 3}{2} = 3,53 \text{ m}$

$p = 550 \text{ kg/ml}$  portée  $9,40$

$M = 6,470 \text{ kg.m}$

IPE 270  $\rightarrow f = 57,1 > \frac{87000}{2000} = 48,5$

IPE 300  $\rightarrow f = 36,2 < 48,5$

Vérification pour les moments

$$M/I_{xx} = \frac{6470}{557} = 11,6 < 15 \text{ daN/mm}^2$$

Profil **IPE 300** adopté.

Poutre P 4

charges  $\rightarrow$  dues à P19  $\frac{550 \times 9,40 \times 2}{8 \times 14,1} = 380 \text{ kg/ml}$

$\rightarrow$  reprise bac acier  $0,3 \text{ cm}$   $= 50 \text{ kg/ml}$

$\rightarrow$  poids propre  $= 70 \text{ kg/ml}$

$= 500 \text{ kg/ml}$

$M = 18430 \text{ kg.m}$

Calcul de la flèche

$$f_{\text{max}} = \frac{14100}{200} = 70,5 \text{ mm}$$

IPE 360  $f = 75,3 > 70,5$

IPE 400  $f = 57,8 < 70,5$

Vérification par les moments

$$M/I_{xx} = 10,4 < 15$$

Profil **IPE 400** adopté

On constate que seules les vérifications en effort et en flèche ont été réalisées, avec un chargement uniforme qui ne prend pas en compte l'exposition de cette partie de la toiture vis-à-vis des conditions climatiques.

### 5.3.2. Contraintes

A l'ELU, on observe les contraintes de Von Mises suivantes :

IPE 120		IPE 300		IPE 400	
1,35G + 0,9W + 1,5S		1,35G + 0,9W + 1,5S		1,35G + 0,9W + 1,5S	
Section	IPE 120	Section	IPE 300	Section	IPE 400
Sigma lim	275 Mpa	Sigma lim	275 Mpa	Sigma lim	275 Mpa
Sigma	140 Mpa	Sigma	128 Mpa	Sigma	148 Mpa
Taux d'utilisation	51%	Taux d'utilisation	47%	Taux d'utilisation	54%

Le taux de sollicitation est bien inférieur à 100%.

### 5.3.3. Déformations

A l'ELS, on observe les déformations maximales suivantes :

IPE 120		IPE 300		IPE 400	
FLECHE TOTALE		FLECHE TOTALE		FLECHE TOTALE	
L	3930 mm	L	9700 mm	L	14100 mm
L/200	19,65 mm	L/200	48,5 mm	L/200	70,5 mm
Ecrasement		Ecrasement		Ecrasement	
G + S + 0,6W(+)	13 mm 66%	G + S + 0,6W(+)	27 mm 56%	G + S + 0,6W(+)	49 mm 70%
Soulèvement		Soulèvement		Soulèvement	
G + W(-)	2,4 mm 12%	G + W(-)	2 mm 4%	G + W(-)	4 mm 6%
FLECHE ACTIONS VARIABLES		FLECHE ACTIONS VARIABLES		FLECHE ACTIONS VARIABLES	
L	3930 mm	L	9700 mm	L	14100 mm
L/250	15,72 mm	L/250	38,8 mm	L/250	56,4 mm
Ecrasement		Ecrasement		Ecrasement	
S + 0,6W(+)	7 mm 45%	S + 0,6W(+)	11 mm 28%	S + 0,6W(+)	18 mm 32%
Soulèvement		Soulèvement		Soulèvement	
W(-)	10 mm 64%	W(-)	17 mm 44%	W(-)	28 mm 50%

La flèche la plus importante se situe au niveau de l'IPE 400, on atteint 70% du critère de flèche. -> ok

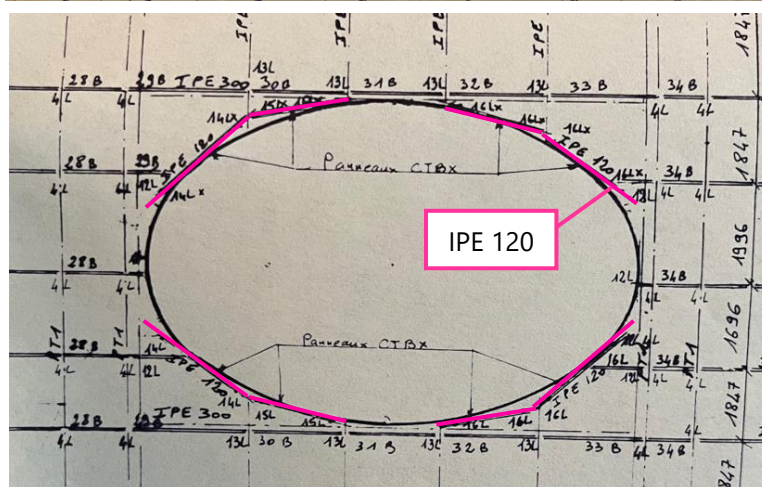
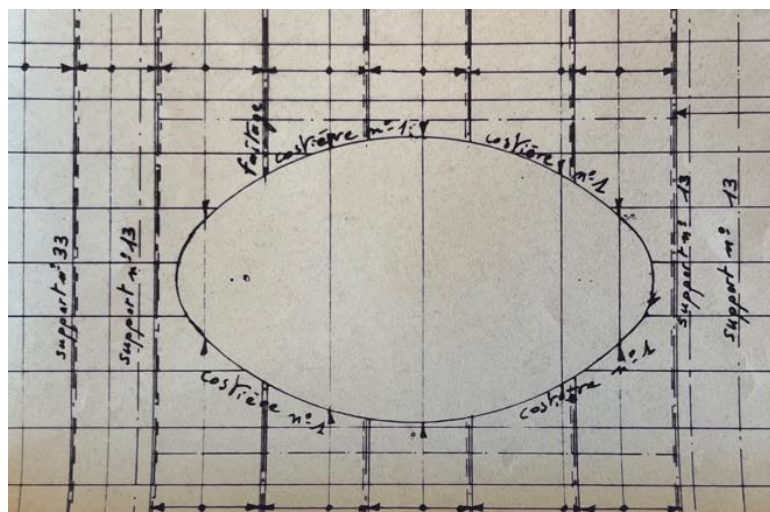
### 5.3.4. Instabilités

On s'intéresse ici au comportement des éléments aux différentes instabilités.





Fixation de l'IPE 300 à l'IPE 400



Détail structural de la trémie centrale – D.O.E Acier

D'après le D.O.E, la charpente en acier comporte plusieurs IPE 120 qui font office de costières mais leur position exacte et leur détail de fixation aux IPE ne sont pas indiqués. De plus, la zone de la trémie centrale n'étant pas accessible, nous avons seulement des photos et des repérages depuis les terrasses des niveaux inférieurs adjacents. Dans la suite de l'étude, nous avons supposé que ces costières stabilisent les IPE 400 face aux différentes instabilités, ce qui réduit de façon importante les longueurs critiques de flambement et de déversement. Cependant, **cette hypothèse reste à confirmer lors des opérations de rénovation de la toiture.** (c.f § 5.3.5)

L'élément structurel le plus sujet aux instabilités est l'IPE 400 :

longueur	L	14,10	m
longueur de flambement y-y	L <sub>cr,y</sub>	3,93	m
longueur de flambement z-z	L <sub>cr,z</sub>	3,93	m
longueur de déversement	L <sub>cr,dev</sub>	3,93	m
facteur de rotation de l'extrémité	k	1,0	
facteur de gauchissement de l'extrémité	k <sub>w</sub>	1,0	
facteur C1 (section 2xsymm.: c3=0)	C1	1,046	
facteur C2	C2	0,430	

## Déversement

tableau 6.4 courbe de déversement:  $b$   $\alpha_{LT} = 0,34$

$$[F-4] \quad M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right\}^{0,5} - C_2 z_g = 324 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 1,05$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,20$$

$$[6.56] \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,56 \leq 1,00$$

$$[6.55] \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 202,4 \text{ kNm}$$

$$[6.54] \quad \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right] = \boxed{0,84} \leq 1,00, \text{ ok}$$

## Barre fléchie et comprimée

tableau B.3	diagramme 2	diagramme 1	
	Cmy= 0,60	Cmz= 0,60	CmLT 1,00
tableau B.1	kyy= 0,60 kyz= 0,36	kzz= 0,60 kzy= 1,00	kzy suivant tableau B.2
[6.61]	$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,50 \leq 1,00, \text{ ok}$		
[6.62]	$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,84 \leq 1,00, \text{ ok}$		

L'IPE 400 est donc sollicité avec un taux d'utilisation de 84% au déversement et en flexion/compression **sous réserve qu'il est stabilisé au déversement par les IPE 120.**

### 5.3.5. Limites

Dans le modèle utilisé, nous avons pris en compte l'existence des costières, ce qui permet de réduire de façon importante la longueur critique de flambement et de déversement.

**Cependant, le D.O.E et les photos de repérage de la charpente ne permettent pas de localiser précisément les costières et d'identifier le type d'assemblage sur les IPE.** On observe 6 têtes de boulons à l'emplacement supposé de l'assemblage entre les IPE 300 et les IPE 400 (cf photo plus haut) mais on observe également l'absence d'assemblage traversant l'IPE 400 au niveau de l'emplacement supposé des costières.

**Cette hypothèse nécessite donc une vérification** du système d'accroche des costières au niveau des IPE 400 pour déterminer l'impact de ces IPE 120 sur la stabilité des autres éléments.

En effet, dans le cas où l'on considère que les costières n'apportent aucune stabilité au déversement et à la flexion/compression, on obtient alors une longueur critique de 6,2 m.

longueur	L	14,10	m
longueur de flambement y-y	L <sub>cr,y</sub>	6,24	m
longueur de flambement z-z	L <sub>cr,z</sub>	6,24	m
longueur de déversement	L <sub>cr,dev</sub>	6,24	m
facteur de rotation de l'extrémité	k	1,0	
facteur de gauchissement de l'extrémité	k <sub>w</sub>	1,0	
facteur C1 (section 2xsymm.: c3=0)	C1	1,046	
facteur C2	C2	0,430	

## Déversement

tableau 6.4 courbe de déversement:

b

$\alpha_{LT} =$

0,34

$$[F-4] \quad M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right\}^{0.5} - C_2 z_g = 173 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 1,44$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,75$$

$$[6.56] \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,36 \leq 1,00$$

$$[6.55] \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 131,1 \text{ kNm}$$

$$[6.54] \quad \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right] = \boxed{1,14} \text{ non satisfaisante}$$

## Barre fléchie et comprimée

tableau B.3

diagramme 3

diagramme 1

$C_{my} = 1,00$

$C_{mz} =$

0,60

$C_{mLT} = 1,00$

tableau B.1

$k_{yy} = 1,00$

$k_{zz} =$

0,60

$k_{yz} = 0,36$

$k_{zy} =$

1,00

$k_{zy}$  suivant tableau B.2

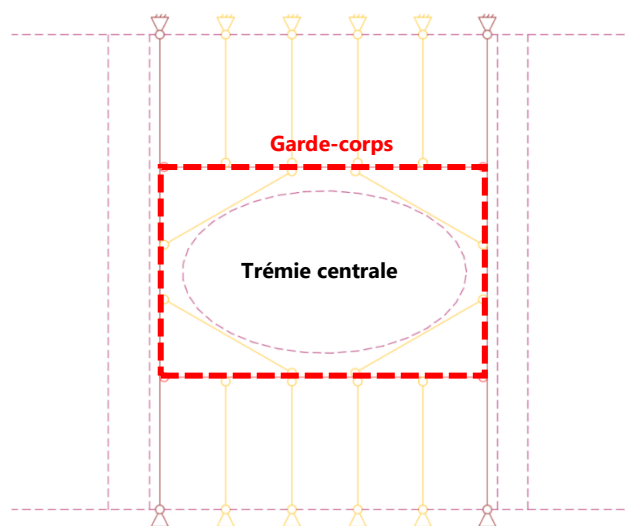
$$[6.61] \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \boxed{1,14} \text{ non satisfaisante}$$

$$[6.62] \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \boxed{1,14} \text{ non satisfaisante}$$

Cette géométrie nous donne alors un **taux d'utilisation de 114%** au déversement et en flexion/compression. **Lors de l'intervention de rénovation, ce sujet devra être un point de vigilance important, et il s'agira de regarder plus en détail la charpente métallique dans cette zone de la toiture.**

## 5.4. CHARGES D'EQUIPEMENT DE PROTECTION

On considère des protections individuelles et collectives sur les zones suivantes.



En première approche, on peut considérer les charges suivantes pour un garde-corps :

### Charges permanentes :

- Poids propre du garde-corps (environ **28 kg/ml**) x2

### Charges d'exploitations :

- Force horizontale de **1 kN** (utilisation du garde-corps)
- Moment de **1,1 kN.m** en pied de garde-corps (résultant de la force horizontale appliquée à 1,1 m)

SANS GARDE CORPS			AVEC GARDE CORPS		
1,35G + 0,9W + 1,5S			1,35G + 0,9W + 1,5S		
Section	IPE	300	Section	IPE	300
Sigma lim	275 Mpa		Sigma lim	275 Mpa	
Sigma	120 Mpa		Sigma	120 Mpa	
Taux d'utilisation	44%		Taux d'utilisation	44%	
1,35G + 1,5Q			1,35G + 1,5Q		
Section	IPE	300	Section	IPE	300
Sigma lim	275 Mpa		Sigma lim	275 Mpa	
Sigma	83 Mpa		Sigma	170 Mpa	
Taux d'utilisation	30%		Taux d'utilisation	62%	

Sous charges climatiques, les valeurs de contrainte sont peu impactées par l'ajout des charges permanentes du garde-corps. Cependant, sous charges d'exploitation, on constate une augmentation considérable de la contrainte (augmentation d'environ 90 MPa pour l'IPE 300). Malgré cette augmentation, les taux restent inférieurs à 100%.

## 6. Conclusions

### 6.1. CONCLUSIONS

Le diagnostic de la toiture aboutit aux conclusions suivantes :

- Le relevé sur site a permis de fiabiliser les dimensions et sections ainsi que la nuance d'acier de la charpente de la toiture dans les zones inspectées.
- Le comparatif des hypothèses de charges a révélé des divergences au niveau des charges permanentes et des charges climatiques par rapport à ce qui a été considéré lors des études d'exécution.
- La vérification des poutres treillis constitutives de la charpente métallique montre que les poutres les plus sollicitées peuvent supporter sans renforcement jusqu'à 90kg/m<sup>2</sup> environ au total de charges permanentes (hors poids propre des poutres treillis). Afin d'obtenir la capacité restante pour le complexe de toiture, il faut évaluer plus précisément les poids des faux plafonds. Sans investigations supplémentaires, il y a une **capacité restante minimale de 20kg/m<sup>2</sup>** (complexe total maximal évalué à 70kg/m<sup>2</sup>). Cette valeur est suffisante pour remplacer l'isolant par un isolant plus épais et donc plus performant. Il est également possible d'aller au-delà des 90kg/m<sup>2</sup> en renforçant les quelques poutres qui sont le plus sollicitées.
- Les lignes de vie et garde-corps créent une faible augmentation des contraintes. Une vérification des poutres les plus sollicitées sera nécessaire une fois l'implantation du garde-corps et l'épaisseur du complexe déterminés pour estimer si un renfort local est nécessaire.

### 6.2. LIMITES DE L'ETUDE

1. Toutes les zones n'ont pas pu être inspectées par Géotec. **Nous faisons l'hypothèse que les poutres treillis situées dans les zones non investiguées sont conformes au DOE.**
2. Il subsiste une inconnue forte sur les différentes constitutions de faux plafond. De plus, **la vérification du système support des sous faces de la toiture** (ossature et/ou contreplaqué) ne faisait pas partie du diagnostic et n'a donc pas été menée.
3. La **zone centrale de la trémie** n'a pas pu être inspectée. La justification a été effectuée à partir des données du DOE. Un point de vigilance important demeure sur le **risque de déversement des IPE 400. Une investigation par le dessus permettrait de vérifier la stabilisation de ces poutres contre le déversement et le cas échéant, l'ajout d'éléments additionnels pour réduire la longueur libre.**
4. La vérification des instabilités laisse apparaître un point de faiblesse. Les stabilisations tous les 6m ne sont pas suffisantes contre le flambement des membrures supérieures. Nous supposons que le bac acier joue un rôle de

stabilisateur. **Lors de l'intervention de rénovation, il s'agira de vérifier que la connexion du bac acier aux poutres treillis est suffisamment fréquente et ajouter des vis auto-foreuses si besoin.**

5. Nous considérons que la membrure inférieure n'est pas bloquée à ses deux extrémités et qu'elle peut **dilater librement dans son axe**. Cette hypothèse sera à vérifier sur site.
6. La **poutre treillis PT2** n'est présente qu'à deux occurrences sur la toiture et elle est bordée par des IPE. Elles sont localisées au niveau de l'appartement privatif et donc leurs dimensions n'ont pas pu être vérifiées par relevé sur site. Elles se situent sur une zone où il n'y a pas de sursollicitations par rapport aux hypothèses DOE. Dans un objectif d'exhaustivité, il faudrait les vérifier une fois les charges additionnelles quantifiées.
7. **La vérification de la stabilité au feu de la structure ne fait pas partie de l'objet de ce document.**
8. Les **dispositifs de contreventement horizontal de la toiture H** dans la zone en porte à faux ne sont pas explicités dans le DOE. Une hypothèse serait l'encastrement en pied des poteaux métalliques en V dans la direction transversale à la toiture. Cette disposition n'a pas pu être vérifiée sur site.
9. Les poutres béton support des poutres treillis ne font pas partie de l'étude et n'ont pas été vérifiées.

### 6.3. SUITES DE L'ETUDE

Les suites de l'étude sont les suivantes :

- Déterminer le poids exact du nouveau complexe de toiture
- Définir l'implantation précise des garde-corps
- Effectuer une vérification sur la poutre la plus sollicitée (poutre PT1 avec ELU descendant)

Le cas échéant, les étapes suivantes peuvent être nécessaires :

- Evaluation du poids des faux plafonds intérieurs
- Renfort des poutres les plus sollicitées

La charpente n'est pas prévue pour reprendre des charges d'exploitation autre que des charges d'entretien. Cela doit être pris en compte lors de l'opération de réfection de la toiture en contrôlant les charges ajoutées de matériel et d'interventions humaines et en prévoyant les espaces de stockage en dehors de la toiture même.

Les détails de fixation des garde-corps doivent être conçus de façon à ne pas diminuer la section des membrures des poutres treillis. Une fixation sur les profilés de fixation pour bac acier est à préférer.





### **Contact**

Paris

4, rue Dolorès Ibarruri

93188 Montreuil Cedex

France

Contact@elieth.fr

**Elioth.com**



@egis