

rénovation de la serre horticole de la colombière - chu de montpellier



avenue du doyen gaston giraud
34090 montpellier

maître d'ouvrage	centre hospitalier universitaire de montpellier	191, avenue du doyen gaston giraud 34295 montpellier cdx5	04.67.33.67.33 s-ferrari @chu-montpellier.fr
architecte	tognella architectes 2ai	8, place du marché aux fleurs 34000 montpellier	04.68.65.42.50 ivan@tognella- architectes.com
contrôleur technique	apave	310, rue de la sarriette 34130 saint-aunès	06.35.02.70.53 denis.colomb @apave.com
coordinateur sps	alpes contrôles	2929 av. étienne méhul, 34070 montpellier	

phase	nom du document
dce	note de calcul - 01
code document	présentation des hypothèses et de la conception structurelles
nc-01	

date	indice	suivi de modifications
24/10/2025	a	diffusion initiale
22/12/2025	b	mise à jour (voir chapitre 1)
03/02/2026	c	diffusion phase pro
24/03/2026	d	diffusion phase dce

émetteur	affaire	phase	lot	bât.	document	ind.
e t u _ 2	5 _ 0 2	_ d c e _ s t	r u c t u _	t b _	n c - 0 1	_ d

études

le tri postal	07.85.86.14.30
120 rue adrien proby	
34090	c.maliges
montpellier	@etudes.tech



sommaire

1 - objet de la note	4
2 - documents de référence	6
2.1 - normes et règlements	6
2.2 - documents remis par la maîtrise d'ouvrage	8
2.3 - liste des abréviations utilisées	8
3 - hypothèses structurelles	9
3.1 - hypothèses relevant de l'eurocode 0	9
3.1.1 - précisions concernant les variations dimensionnelles	9
3.1.2 - précisions concernant les eaux souterraines	9
3.1.3 - combinaisons d'actions	9
3.2 - hypothèses relevant de l'eurocode 1	10
3.2.1 - poids propre des constructions	10
3.2.2 - charges d'exploitation	10
3.2.3 - charges de neige	10
3.2.4 - charges de vent (situation de projet durable)	10
3.2.5 - charges de vent (situation de projet transitoire)	12
3.3 - hypothèses relevant de l'eurocode 2	12
3.3.1 - bétons	12
3.3.2 - aciers de béton armé	12
3.4 - hypothèses relevant de l'eurocode 3	12
3.5 - hypothèses relevant de l'eurocode 4	13
3.6 - hypothèses relevant de l'eurocode 5	13
3.7 - hypothèses relevant de l'eurocode 6	13
3.8 - hypothèses relevant de l'eurocode 7	13
3.9 - hypothèses relevant de l'eurocode 8	13
3.10 - hypothèses relevant des parties 2 des eurocodes	14
4 - état des lieux structurel	15
4.1 - description sommaire des structures	15



4.2 - état des lieux des structures (12/05/2025 et 19/05/2025)	17
4.3 - nouveau désordre (ginger)	22
5 - première analyse structurelle	24
5.1 - choix techniques retenus	24
5.2 - effort sollicitant la structure	24
5.2.1 - efforts permanents	24
5.2.2 - efforts induits par les charges d'exploitation	25
5.2.3 - efforts induits par la neige	25
5.2.4 - efforts induits par le vent	26
5.2.4.1 - ailes extérieures	27
5.2.4.1.1 - vent sur les façades (c_{pe})	27
5.2.4.1.2 - vent sur la toiture (c_{pe})	28
5.2.4.1.3 - coefficient de pression interne (c_{pi})	28
5.2.4.1.4 - efforts enveloppes par type de profilés	29
5.2.4.2 - palmarium central	31
5.2.4.2.1 - vent sur les façades (c_{pe})	31
5.2.4.2.2 - vent sur la toiture (c_{pe})	32
5.2.4.2.3 - coefficient de pression interne (c_{pi})	32
5.3 - premières vérifications des profilés métalliques	33
5.3.1 - profilés en té 22×22×0.3 en partie verticale	33
5.3.2 - profilés en té 22×22×0.3 en partie basse de la toiture	34
5.3.3 - profilés en té 22×22×0.3 en partie haute de la toiture	36
5.3.4 - profilés rectangulaire 50×12 et profilés en « Té » horizontaux - zones courantes	38
5.3.5 - profilés rectangulaire 50×12 et profilés en « Té » horizontaux - zones contre le palmarium (avec accumulation)	43
5.3.6 - besoins de confortement	48
5.3.7 - prédimensionnement des besoins de confortement (solution de base)	50
5.3.8 - analyse de l'endommagement du poteau par ginger	53
5.3.9 - compatibilité des travaux avec estimation financière	54
6 - réponses aux observations du contrôleur technique	55
7 - conclusion	56
8 - annexe n° 1 : synthèse des éléments relevés lors des visites du 12/05/2025 et du 19/05/2025	57



1- objet de la note

Cette note est établie dans le cadre de la mission de maîtrise d’œuvre pour la rénovation de la serre horticole de la Colombière sur le site du CHU de MONTPELLIER.

L’objet de la note est de présenter :

- Les hypothèses structurelles retenues ;
- Un premier état des lieux des structures sur la base de 2 visites effectuées les 12/05/2025 et 19/05/2025 ;
- Une première analyse structurelle basée sur l’avant-projet envisagé par les Architectes.

Par ailleurs, la diffusion de la présente note s’accompagne également :

- Du plan **ST-01 indice D** constituant un plan précisant l’implantation des structures relevées par nos soins ;
- Du plan **ST-02 indice D** constituant un plan précisant les travaux structurels envisagés à ce stade.

Selon les informations transmises, la serre a été construite en 1895.

Vue de la serre dans l’état visible le 12/05/2025 :



L’indice B apporte des compléments d’analyse par rapport à la diffusion initiale (indice A) suite à la réception des observations du contrôleur technique rédigées dans le rapport préalable de contrôle technique daté du 29/10/2025.

Principales observations structurelles rappelées ci-dessous :

STRUCTURE METALLIQUE			
Dispositions générales	S	N°O1 - 1	Contreventement et blocages des profilés pour résister aux instabilités par moaisage des voliges : En l’absence d’assemblage mécanique entre les éléments, les dispositions pour considérer le diaphragme de toiture par les voliges sont à justifier.
Dispositions générales	D	N°O1 - 2	L’allongement à la rupture de $\epsilon_y = 9,2\%$ des profilés métalliques ne respecte pas les exigences de ductilité de l’Eurocode (§3.2.2 de l’EC3-1-1). Le rapport d’audit structurel ne nous ayant pas été transmis, les valeurs de f_y et ϵ_u ne sont pas connues. En ce sens l’hypothèse de travail dans le domaine plastique ne paraît pas satisfaisante, il y a un risque de rupture fragile des profilés.
Dispositions générales	S	N°O1 - 3	Le rapport d’audit structurel établi par GINGER CEBTP le 17/10/2025 : fichier "Rapport de mission CMO3.P.835-0009.pdf" est à nous transmettre. On note le résultat des essais de traction : module d’élasticité des profilés métalliques limité à 220 MPa et allongement à la rupture 9,2%.

L’indice C apporte des compléments par rapport à la diffusion précédente (indice B) suite à la réception notamment du rapport d’étude géotechnique.



L'indice D apporte des compléments par rapport à la diffusion précédente (indice C) suite à la réception du RICT du contrôleur technique (voir CHAPITRE 6 - dédié à cet effet).

2- documents de référence

2.1- normes et règlements

Le dimensionnement des structures sera conforme au référentiel des Eurocodes et à leurs annexes nationales françaises.

Eurocodes concernés par la présente note :

- Eurocode 0 : Base de calcul des structures
 - NF EN 1990 (mars 2003) : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures
 - NF EN 1990/NA (décembre 2011) : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures - Annexe nationale à la NF EN 1990
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
 - NF EN 1991-1-1 (mars 2003) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
 - NF P06-111-2 (juin 2004) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1991-1-1 + Amendement A1 (mars 2009)
 - NF EN 1991-1-2 (juillet 2003) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu
 - NF EN 1991-1-2/NA (février 2007) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu - Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2
 - NF EN 1991-1-3 (avril 2004) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige + Amendement A1 (octobre 2015)
 - NF EN 1991-1-3/NA (mai 2007) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige - Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 + Amendement A1 (juillet 2011)
 - NF EN 1991-1-4 (novembre 2005) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent + Amendement A1 (octobre 2010)
 - NF EN 1991-1-4/NA (mars 2008) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent - Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 + Amendement A1 (juillet 2011) + Amendement A2 (septembre 2012) + Amendement A3 (avril 2019)
 - NF EN 1991-1-6 (novembre 2005) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution
 - NF EN 1991-1-6/NA (mars 2009) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution - Annexe nationale de la NF EN 1991-1-6
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
 - NF EN 1992-1-1 (octobre 2005) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments + Amendement A1 (février 2015)
 - NF EN 1992-1-1/NA (mars 2016) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1
 - NF EN 1992-1-2 (mai 2019) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu + Amendement A1 (mai 2019)
 - NF EN 1992-1-2/NA (octobre 2005) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu - Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-2 + Amendement A1 (mars 2021) + Amendements A1 et A3 (février 2023)
 - NF EN 1992-4 (septembre 2018) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 4 : Conception et calcul des éléments de fixation pour béton (Indice de classement : E27-817)



- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale relatives au calcul des structures en béton
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
 - NF_EN_1993-1-1 (juillet 2014) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments + Amendement A1 (juillet 2014)
 - NF EN 1993-1-1/NA (août 2013) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1993-1-1
 - NF_EN_1993-1-2 (novembre 2005) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu
 - NF EN 1993-1-2/NA (octobre 2007) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : Règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1993-1-2
 - NF_EN_1993-1-8 (décembre 2005) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages
 - NF EN 1993-1-8/NA (juillet 2007) : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages - Annexe nationale à la NF EN 1993-1-8
- Eurocode 5 : Conception et calcul des ouvrages en bois
 - NF EN 1995-1-1+A1+A2 (juillet 2014) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour le bâtiment + Amendement A1 (octobre 2008) + Amendement A2 (juillet 2014)
 - NF EN 1995-1-1/NA (mai 2010) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour le bâtiment - Annexe nationale à la NF EN 1995-1-1
 - NF EN 1995-1-2 (septembre 2005) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2 : Généralités - Calcul des structures au feu
 - NF EN 1995-1-2/NA (avril 2020) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2 : Généralités - Calcul des structures au feu - Annexe Nationale à la NF EN 1995-1-2
- Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie
 - NF EN 1996-1-1 (avril 2022) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée
 - NF EN 1996-1-1+A1/NA (août 2021) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée - Annexe nationale à la NF EN 1996-1-1+A1 (2013)
 - NF EN 1996-1-2 (septembre 2006) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu
 - NF EN 1996-1-2/NA (septembre 2008) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu - Annexe nationale à la NF EN 1996-1-2
 - NF EN 1996-3 (juin 2006) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3 : Méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages de maçonnerie non armée
 - NF EN 1996-3/NA (décembre 2009) : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages de maçonnerie non armée - Annexe nationale à la NF EN 1996-3
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique
 - NF EN 1997-1 (juin 2005) : Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales + Amendement A1 (avril 2014)
 - NF EN 1997-1/NA (septembre 2018) : Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales - Annexe nationale à la NF EN 1997-1



Les normes suivantes seront également utilisées :

- NF EN 206+A1 (novembre 2016) : Béton, spécifications, performances, production et conformité
- NF EN 206/CN (décembre 2014) : Béton, spécifications, performances, production et conformité - complément national à la norme NF EN 206
- NF EN 10080 (septembre 2005) : Aciers pour l'armature du béton - aciers soudables pour béton armé

2.2- documents remis par la maîtrise d'ouvrage

- Relevé géomètre : fichier « CHUMontpellier_Plan d'Ensemble SITE 1.dwg » : vue en plan du site de la Colombière.
- Rapport de mission de repérage des matériaux et produits contenant de l'amiante avant réalisation de travaux établie par APAVE le 13/10/2023 : fichier « (1) 142977 (DIAG RAT).pdf ».
- Rapport de repérage plomb avant travaux établi par APAVE le 19/09/2025 : fichier « (1) 142977 (DIAG RAT).pdf ».
- Rapport d'audit structurel établi par GINGER CEBTP le 17/10/2025 : fichier « Rapport de mission CM03.P.835-0009.pdf ».
- Rapport d'étude géotechnique « G5 + G2-AVP » établi par FONDASOL le 17/12/2025 : fichier « PR.34GT.25.0126.001.lnd0.pdf ».

Ces documents accompagnent la diffusion de la présente note sous forme de pièces jointes numériques pour être consultés si besoin.

2.3- liste des abréviations utilisées

TN : Terrain Naturel
ELS : Etats Limites de Service
ELU : Etats Limites Ultimes

3 - hypothèses structurelles

3.1- hypothèses relevant de l'eurocode 0

Catégorie de durée d'utilisation de projet	4		[NF EN 1990 - tableau 2.1 (NF)]
Durée indicative d'utilisation de projet	50	années	[NF EN 1990 - tableau 2.1 (NF)]
Coefficients ψ à appliquer aux charges d'exploitation des locaux relevant de la catégorie B	$\psi_0 =$	0.7	[NF EN 1990 - tableau A1.1]
	$\psi_1 =$	0.5	
	$\psi_2 =$	0.3	
Coefficients ψ à appliquer aux charges d'exploitation des locaux relevant de la catégorie H	$\psi_0 =$	0.0	[NF EN 1990 - tableau A1.1]
	$\psi_1 =$	0.0	
	$\psi_2 =$	0.0	
Coefficients ψ à appliquer aux charges dues à la neige (altitude projet ≈ 37.52 NGF < 1000 NGF)	$\psi_0 =$	0.5	[NF EN 1990 - tableau A1.1]
	$\psi_1 =$	0.2	
	$\psi_2 =$	0.0	
Coefficients ψ à appliquer aux charges dues au vent	$\psi_0 =$	0.6	[NF EN 1990 - tableau A1.1]
	$\psi_1 =$	0.2	
	$\psi_2 =$	0.0	

3.1.1- précisions concernant les variations dimensionnelles

Le bâtiment présente des dimensions en vue en plan égales à :

- Largeur maximale : 7.60m ;
- Longueur maximale : 29.65.

La structure est composée de structures métalliques reposant sur un soubassement en maçonneries de pierres naturelles.

La longueur maximale des maçonneries est égale à environ : 14.13m.

Dans ces conditions, les effets des variations de températures ne nécessitent pas d'être pris en compte que ce soit pour les structures métalliques ou pour les structures maçonnées.

3.1.2- précisions concernant les eaux souterraines

Le niveau des PHE du site est égal à : EH = 38.29 NGF (EH selon dénomination de la norme NF EN 1990/AN - clause A1.3.1).

Le bâtiment est réputé inondable avec un équilibrage des pressions hydrostatiques pour toutes les structures en contact avec l'eau (pas de prise en compte de poussée spécifique pour ces dernières).

3.1.3- combinaisons d'actions

ELU (EQU) sans eau	$1.10 \times G_{kj,sup} + 0.90 \times G_{kj,inf} + 1.50 \times Q_{k,1} + 1.50 \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$	[NF EN 1990 - tableau A1.2(A) (NF)]
ELU (STR/GEO) sans eau	$1.35 \times G_{kj,sup} + 1.00 \times G_{kj,inf} + 1.50 \times Q_{k,1} + 1.50 \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$	[NF EN 1990 - tableau A1.2(B) (NF)]
ACC. AUTRES	$1.00 \times G_{kj,sup} + 1.00 \times G_{kj,inf} + 1.00 \times A_d + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$	[NF EN 1990 - tableau A1.3]
ELS (CAR)	$1.00 \times G_{kj,sup} + 1.00 \times G_{kj,inf} + 1.00 \times Q_{k,1} + \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$	[NF EN 1990 - tableau A1.4]
ELS (QP)	$1.00 \times G_{kj,sup} + 1.00 \times G_{kj,inf} + \psi_{2,1} \times Q_{k,1} + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$	[NF EN 1990 - tableau A1.4]

3.2- hypothèses relevant de l'eurocode 1

3.2.1- poids propre des constructions

Béton	25	kN/m ³	
Acier	77	kN/m ³	
Terres	18 à 20 (*)	kN/m ³	
Bois (volige)	4.0 à 4.5 (*)	kN/m ³	
Maçonneries existantes	18 à 20 (*)	kN/m ³	
Panneaux de verre existants (épaisseur 3mm)	0.075	kN/m ²	
Garde-corps et passerelle technique existante	0.25 à 0.30 (*)	kN/m ²	
Membrane PVC d'étanchéité, y compris imitation joints debouts et feutre de désolidarisation	0.022	kN/m ²	
Isolant TRISOLIN 12 CLASSE PRO	0.013	kN/m ²	
Tasseaux BM 4×4 entraxe = 0.60m	0.012	kN/m ²	
Finition en toile tendue	0.012	kN/m ²	

(*) : selon l'effet le plus défavorable recherché.

3.2.2- charges d'exploitation

usages	catégories d'usage	q _k en kN/m ²	Q _k en kN
Passerelle technique + toiture	H	0.80 (**)	1.50
Dallage (pour usage en locaux de travail)	B	2.50	4.00

(**) : effort surfacique s'appliquant sur 10m² maximum.

3.2.3- charges de neige

Altitude projet (niveau RDC)	37.52	NGF	
Région climatique	B2		[NF EN 1991-1-3/NA - tableau A.2]
Valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol	S _k = 0.55	kN/m ²	[NF EN 1991-1-3/NA]
Loi de variation de la charge caractéristique de neige pour une altitude > 200m	Δs ₁ = 0.00	kN/m ²	[NF EN 1991-1-3/NA]
Valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol	S _{Ad} = 1.35	kN/m ²	[NF EN 1991-1-3/NA]
Coefficient d'exposition	C _e = 1.00		[NF EN 1991-1-3/NA - clause 5.2(7)]
Coefficient thermique	C _t = 1.00		[NF EN 1991-1-3/NA - clause 5.2(8) NOTE 1]

Les calculs seront effectués conformément aux cas « A » et « B1 » de la référence [NF EN 1991-1-3/NA].

3.2.4- charges de vent (situation de projet durable)

Région climatique	3		[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.3(NA)]
Vitesse de référence	V _{b,0} = 26	m/s	[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.2(NA)]
Coefficient de direction	C _{dir} = 1.00		[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.4(NA)]
Coefficient de saison	C _{season} = 1.00		[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.5(NA)]



Vitesse de référence du vent à une hauteur de 10m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II	$v_b =$	26	m/s	[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.2]
Catégorie de terrain		IV		
	$z_0 =$	1	m	[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.1(NA)]
	$z_{min} =$	15	m	[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.1(NA)]
Facteur de terrain	$k_r =$	0.234		[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.8(NA)]
Altitude relative du lieu de construction	$\Delta A_c =$	-6.6	m	Utilisation de l'application OroM développée par le CTICM
Coefficient orographique	$c_o(z) =$	1.000		[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.3.3]

Détail calculatoire paramètre « ΔA_c » (calcul avec application OROM développée par le CTICM) :

Orographie dispersée

Centre :

Latitude : 43,625544

Longitude : 3,854865

Altitude (A_c) : 41 m

Hauteur (z) : 10 m

Résultats :

Altitude moyenne (A_m) : 47,6 m

Altitude relative (ΔA_c) : -6,6 m

Coefficient d'orographie : 1

Altitudes au nord :

à 500 m : 48 m

à 1000 m : 71 m

Altitudes au sud :

à 500 m : 40 m

à 1000 m : 50 m

Altitudes à l'ouest :

à 500 m : 44 m

à 1000 m : 56 m

Altitudes à l'est :

à 500 m : 42 m

à 1000 m : 43 m

DETERMINATION DES PRESSIONS DYNAMIQUES DE POINTE CARACTERISTIQUES (q _p)									
projet :		25_02_SERRE_HORTICOLE_CHU_MONTPELLIER							
bâtiment :		/							
situation de projet :		durable							
Région climatique		3			[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.3(NA)]				
Vitesse de référence		V _{b,0} =	26,0	m/s	[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.2(NA)]				
Coefficient de direction		C _{dir} =	1,00		[NF EN 1991-1-4 - NA - figure 4.4(NA)]				
Coefficient de saison		C _{saison} =	1,00		[NF EN 1991-1-4 - NA - figure 4.5(NA)]				
Durée maximale de la période considérée			1000	jours					
Période de retour correspondante			50	ans	[NF EN 1991-1-6 - tableau 3.1]				
Coefficient de probabilité		C _{prob} =	1,00		[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.5(NA)]				
Vitesse de référence du vent à une hauteur de 10m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II		vb =	26,0	m/s	[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.2]				
Catégorie de terrain		IV			[NF EN 1991-1-4 - NA - figures 4.6(NA) à 4.14(NA)]				
Longueur de rugosité		z ₀ =	1,000	m	[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.1(NA)]				
		z _{min} =	15	m	[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.1(NA)]				
Facteur de terrain		K _r =	0,234		[NF EN 1991-1-4 - NA - tableau 4.8(NA)]				
Nature de l'orographie		Cas 1 : obstacles de hauteurs et de formes variées			[NF EN 1991-1-4_NA - paragraphe 4.3.3 (1)]				
Altitude relative du lieu de construction		ΔA _c =	-6,60	m	Utilisation de l'application OroM développée par le CTICM				
			z ≤	z =	z =	z =	z =	z =	
Coefficient de rugosité		c _r (z) =	15,0						m
			0,635						
Coefficient orographique		C _o (z) =							[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.3.2]
			1,000						[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.3.3]
Vitesse moyenne du vent		V _m (z) =							[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.3.1]
			16,50						
Coefficient de turbulence		K _t =							[NF EN 1991-1-4_NA - paragraphe 4.4(1)]
			0,854						
Intensité de la turbulence		I _t (z) =							[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.4]
			0,315						
Masse volumique de l'air		ρ =	1,225	kg/m3	[NF EN 1991-1-4_NA - paragraphe 4.5 (1) NOTE 2]				
			z ≤	z =	z =	z =	z =	z =	
			15,0						m
Pression dynamique de pointe caractéristique		q _p (z) =	535						Pa
									[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.5]
Pression dynamique de référence		q _b =	414	Pa	[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.5]				
			z ≤	z =	z =	z =	z =	z =	
			15,0						m
Coefficient d'exposition		c _e (z) =	1,292						
									[NF EN 1991-1-4 - paragraphe 4.5]

3.2.5- charges de vent (situation de projet transitoire)

Paramètres pouvant être pris en compte en phase chantier pour des phases de travaux inférieures à 12 mois :

Durée maximale de la période transitoire	12	mois	
Période de retour correspondante	10	ans	[NF EN 1991-1-6 - tableau 3.1]
Coefficient de probabilité	$C_{prob} =$	0.92	[NF EN 1991-1-4/NA - tableau 4.5(NA)]

3.3- hypothèses relevant de l'eurocode 2

3.3.1- bétons

Bétons mis en œuvre conformes aux normes [NF EN 206+A1] et [NF EN 206/CN] et correspondant à des bétons à propriétés spécifiées fonction des ouvrages :

Gros béton Béton de propreté	EN206_C16/20_X0(F)_CI1.00_D _{max} 25_S3
Éléments en béton armé enterrés (fondations, longrines)	EN206_C25/30_XC2(F)_CI0.40_D _{max} 20_S3
Autres éléments en béton armé (dallage, chaînages dans maçonnerie)	EN206_C25/30_XC3(F)_CI0.40_D _{max} 20_S3

3.3.2- aciers de béton armé

Aciers mis en œuvre conforme à la norme [NF EN 10080] et correspondant à des aciers référencés B500A.

Classe structurale : S4

classes d'exposition			xc2	xc3
Enrobages pour les conditions d'environnement		C _{min,dur} =	25mm	25mm
Enrobages nominaux (C _{nom}) suivant types d'éléments :	fondations, longrines, dallage, voiles contre terre (parements coffrés ou coulés sur gros béton ou béton de propreté) :	C _{nom} =	30mm	/
	fondations, longrines, dallage, voiles contre terre (parements non coffrés, coulés contre terre) :	C _{nom} =	65mm	/
	voiles, poteaux, poutres :	C _{nom} =	/	35mm
	dalles :	C _{nom} =	/	30mm
Ouvertures des fissures		W _k =	0.3mm	0.3mm

3.4- hypothèses relevant de l'eurocode 3

Conformément aux essais de traction réalisés sur les profilés métalliques existants, nous retiendrons pour ces derniers une limite d'élasticité égale à : 220 MPa.

Les profilés métalliques mis en œuvre devront être conformes à la norme EN 10025-2 et devront à ce titre respecter les limites d'élasticité définies ci-dessous en fonction des épaisseurs nominales des profilés :

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 ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550



Dans le cadre de ce projet, les calculs de prédimensionnement ont été effectués avec des profilés de nuance S235.

3.5- hypothèses relevant de l'eurocode 4

Sans objet.

3.6- hypothèses relevant de l'eurocode 5

Les classes de services des éléments en bois de ce projet sont les suivantes :

- Classe de service 2

Les bois nouvellement mis en œuvre dans le cadre du présent projet seront :

- Des bois massifs C24 (conformes à l'EN 338).

L'essence retenue est laissée au choix de l'entreprise.

3.7- hypothèses relevant de l'eurocode 6

Les maçonneries existantes en pierres naturelles n'ont pas été caractérisée mécaniquement. Pour rester sécuritaire, nous retiendrons une résistance à la compression égale à 500 kPa sous combinaisons ELS soit 750 kPa sous combinaisons ELU.

3.8- hypothèses relevant de l'eurocode 7

Les hypothèses géotechniques sont détaillées dans :

- Le rapport n° PR.34GT.25.0126-001 établi par le bureau FONDASOL le 17/12/2025 (mission G5 + G2-AVP).

Lithologie générale du site :

- Formation 1 (couche C0) : Terre végétale reconnue sur 0.10m de profondeur par rapport au TN ;
- Formation 2 (couche C1) : Argiles limoneuses reconnues jusqu'à 1.00m de profondeur par rapport au TN (base des sondages).

Contexte hydrogéologique : il n'a pas été reconnu de présence d'eau mais des circulations et des rétentions localisées peuvent se manifester. Se référer au paragraphe 3.1.2 - concernant le risque d'inondabilité.

Niveaux d'assise des fondations existantes et taux de travail admissibles sous combinaisons ELS :

- Assises reconnues entre 0.68m et 0.84m de profondeur par rapport au TN, au sein de la couche C1 ;
- Débords par rapport au mur en pierres de 0.30m d'épaisseur compris entre 0.00m et 0.10m ;
- Contraintes admissibles des fondations existantes :
 - $q_{ELS} = i_{\delta} \times i_{\beta} \times 140 \text{ kPa}$
 - $q_{ELU} = i_{\delta} \times i_{\beta} \times 230 \text{ kPa}$

Mode de fondations retenu :

- Fondations superficielles ancrées de 0.80m au sein du terrain actuel.
- Contraintes admissibles des nouvelles fondations :
 - $q_{ELS} = i_{\delta} \times i_{\beta} \times 140 \text{ kPa}$
 - $q_{ELU} = i_{\delta} \times i_{\beta} \times 230 \text{ kPa}$

3.9- hypothèses relevant de l'eurocode 8

Zone de sismicité		2		[décret 2010-1255 du 22 octobre 2010 modifié]
Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux	$a_{gr} =$	0.70	m/s ²	[arrêté du 22/10/2010]
Catégorie d'importance de la construction		II		[arrêté du 22/10/2010]

Le projet n'est pas assujetti à la réglementation sismique.



3.10 - hypothèses relevant des parties 2 des eurocodes

Il n'est pas requis de stabilité au feu particulière.

4- état des lieux structurel

4.1- description sommaire des structures

Nous détaillons ci-dessous les principales caractéristiques des structures qui sont également renseignées sur des plans de l'existant qui ont été annotés de manière manuscrite suite à la visite des lieux les 12/05/2025 et 19/05/2025. Ces éléments graphiques sont fournis en annexe (voir CHAPITRE 8 -).

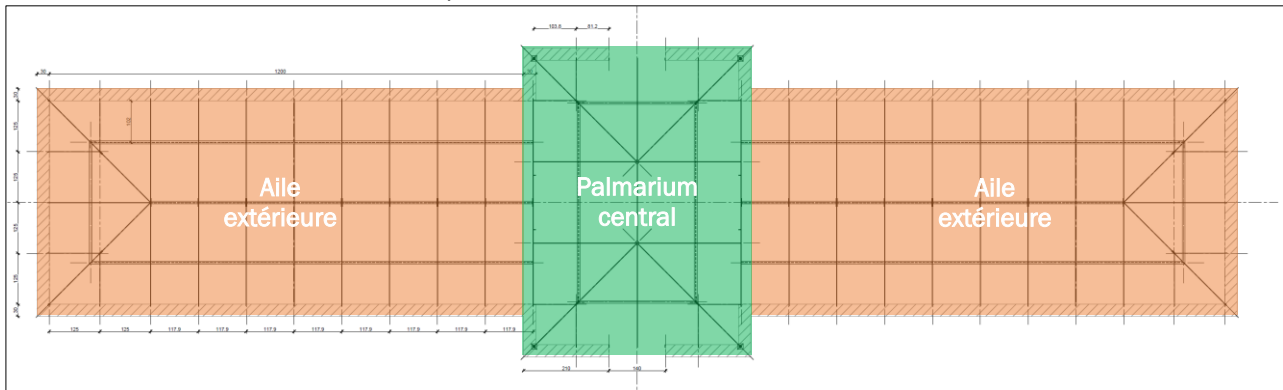
On distingue :

- 2 ailes extérieures présentant chacune 11 trames structurelles espacées de :
 - 1.25m pour les 2 trames les plus extérieures ;
 - 1.18m environ pour les 9 autres trames ;
- 1 portion centrale que nous appellerons « palmarium » par la suite.

Dimensions approximatives de la serre (côtes données par rapport aux parements extérieurs des soubassements) :

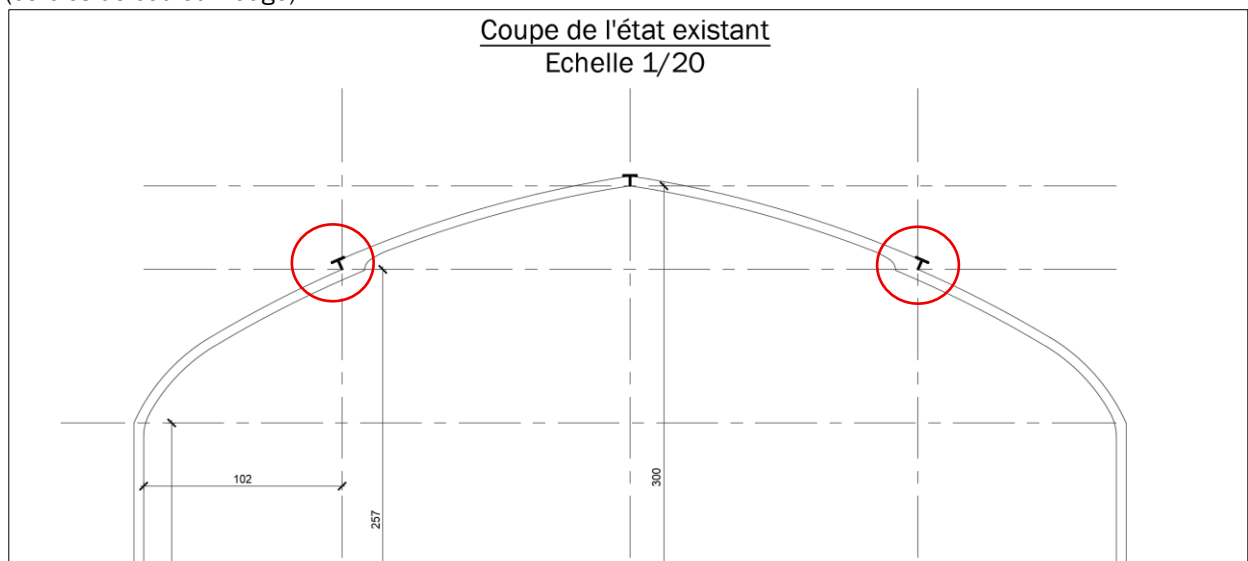
- Longueur : $12 + 5.6 + 12 = 29.6\text{m}$;
- Largeur : 5.6m pour les ailes extérieures et 7.6m pour le palmarium central ;
- Hauteurs : 3m environ au faîtage pour les ailes extérieures et 4.2m environ pour le palmarium central.

Localisation des ailes extérieures et du palmarium central :



L'enveloppe de la serre se compose :

- De panneaux de verre de 3mm d'épaisseur posés en écaille, présentant des largeurs de l'ordre de 30cm et des hauteurs variables entre 0.2m et 1.0m environ selon la courbure de l'enveloppe. Il est à noter la présence d'un décroché en toiture situé à 1.02m environ du parement intérieur du soubassement comme repéré ci-dessous (cercles de couleur rouge) :





- D'une structure métallique porteuse des panneaux de verre avec :
 - Des profilés métalliques en Té (22×22×3.5) support des panneaux de verre, disposés verticalement en façades puis selon la courbure de l'enveloppe en couverture. Ces profilés sont espacés de manière à créer une trame de 4 panneaux de verre juxtaposés entre chaque arc métallique (trame des ailes extérieures) soit un espacement égal à :
 - $1.25 / 4 \approx 0.31\text{m}$ pour les 2 premières trames aux extrémités des ailes ;
 - $1.179 / 4 \approx 0.29\text{m}$ pour les 8 trames les plus proches du palmarium.
 - Des profilés en Té (70×70×6 environ) disposés au faîtage et au droit des décrochés de toiture.
 - Des profilés métalliques de types plats de sections 50mm × 12mm ou 60mm × 12mm selon les zones, en forme d'arcs cintrés se prolongeant en poteaux verticaux au droit des façades.
 - Des poteaux circulaires dans les angles du palmarium central, présentant (selon relevés effectués par GINGER) :
 - Un diamètre extérieur au niveau de l'extérieur des cannelures égal à 66mm environ ;
 - Un diamètre intermédiaire au niveau de l'intérieur des cannelures égal à 56mm environ ;
 - Un diamètre intérieur égal à 42mm environ.
- De murs de soubassement périphériques en maçonneries de pierres locales présentant un appareillage assez régulier et une hauteur moyenne actuelle de 80cm au-dessus du TN de l'aile extérieure en terre-plein (aile Ouest).
- De dallages en béton au sol sauf au droit d'une aile extérieure présentant un sol en terre (aile Ouest).
- D'une coursive technique en structures métalliques courant tout au long de la serre et destinée à l'entretien.

4.2- état des lieux des structures (12/05/2025 et 19/05/2025)

Nous fournissons ci-dessous des photographies représentative de l'état des structures lors de nos visites du 12/05/2025 et du 19/05/2025 avec des commentaires descriptifs associés.

Il est à noter qu'entre ces deux visites et à notre demande, les bâches de protection ont été enlevées sur l'aile extérieure inoccupée (aile Ouest) et sur le palmarium central nous permettant ainsi d'avoir un meilleur aperçu des structures existantes.

De manière générale, nous notons que l'enveloppe de la serre est en très mauvais état avec :

- De nombreux vitrages cassés ou fissurés ;
- Une corrosion généralisée et relativement avancée par endroit de tous les profilés métalliques, avec ponctuellement des traces de flambement de certains fers plats ;
- Des soubassements en pierres présentant des éclatements, des dégradations des joints et des traces d'infiltration avec présence de mousse, voire de végétation dans les interstices.

Aussi, ces constatations générales et systématiques ne sont pas rappelées dans les commentaires ci-dessous qui se limitent à décrire les particularités que nous avons pu relever.

n ° photographies

commentaires

1



Vue générale de l'aile extérieure inoccupée (aile Ouest)

n° photographies

commentaires

2



Vue de la façade Sud du palmarium central.

3



Vue de la façade Nord du palmarium central.

4



Vue générale de l'aile extérieure inoccupée (aile Ouest)

n° photographies

commentaires

5



Vue du départ de la coursive technique courant tout le long de la serre à l'aplomb du faîtage.

6



Vie intérieure de l'aile extérieur (aile Ouest) inoccupée avec sol en terre.

7

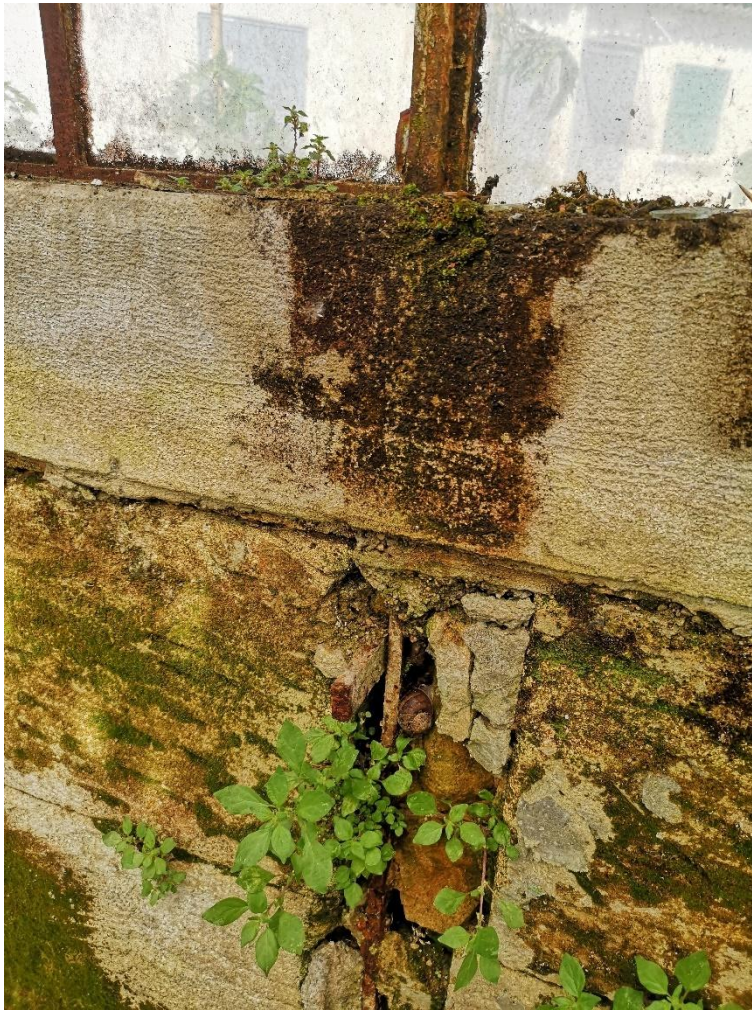


Vue du décrochement en toiture au droit d'un arêtier d'une aile extérieure.

n° photographies

commentaires

8



Vue des profilés métalliques en arc se poursuivant dans la hauteur des maçonneries de soubassement avec un éclatement du matériaux d'enrobage de ces fers.

9



Vue d'un poteau d'angle du palmarium central circulaire (sur la droite) et vue d'un fer plat présentant un flambement (sur la gauche).

n° photographies

commentaires

10



Vue zoomée de la tête d'un poteau circulaire avec une portion de section carré s'évasant pour accueillir un fer plat 60×12 en pied d'un arêtier du palmarium central.

11



Vue de l'assemblage de 2 arcs au droit d'un arêtier (continu) du palmarium.

n° photographies

commentaires

12



Vue d'une sorte de tenon métallique traversant le fer plat oblique en pied de l'arêtier du palmarium et reposant sur les contours extérieurs de la portion évasée de section carré en tête des poteaux circulaires.

13



Vue du chéneau extérieur du palmarium.

4.3- nouveau désordre (ginger)

Dans le cadre de nos études de diagnostic, nous avons établi un cahier des charges pour des reconnaissances structurelles à réaliser, notamment au droit des 4 poteaux d'angle du palmarium où nous avons demandé que soit réalisé : « Percement d'un des poteaux en fonte en coin du palmarium (ou toute autre méthode non destructive mais fiable) pour détermination de leur épaisseur, y compris relevé précis du diamètre des poteaux ».

Cette mission d'investigations structurelles a été confiée par la Maîtrise d'Ouvrage à GINGER.

A la réception du rapport réalisé par GINGER CEBTP le 17/10/2025 (CM03.P.835-0009), nous avons pu constater qu'en lieu et place du percement demandé, une réservation d'environ 2cm de large × 5cm de hauteur (non compris débord de disquage) avait été réalisée en utilisant une disqueuse.



Vue de la réservation réalisée par GINGER induisant un endommagement :

Vue générale	Vue détaillée	Localisation de la zone d'investigation

Nous avons averti la Maîtrise d'Ouvrage au travers d'un mail en date du 22/10/2025 et nous publions ci-dessous la réponse adressée par GINGER le jour même évoquant un endommagement qui ne serait pas significatif :

RE: SERRE HORTICOLE - CHU MONTPELLIER // premier retour sur rapport ginger

Corentin FRESQUET <c.fresquet@groupeginger.com>
À FERRARI STEPHANE; Florent LABORIE
Cc Ivan Tognella (ivan@tognella-architectes.com); CYRIL MALIGES

Répondre

Répondre à tous

Transférer

...

mer. 22/10/2025 19:58

Bonjour,

Nous avons dans un premier temps procédé à une méthode non-destructive (ultrasons) pour obtenir l'épaisseur du poteau. Au regard des produits importants de corrosion sur le métal, nous avons complété avec une méthode destructive.

Notre disquage se fait sur une nervure de la trame crénelée du poteau soit tout juste 20mm de large, là où un percement permettant de laisser passer un instrument de mesure doit faire a minima 15-18mm de diamètre. Au regard des dimensions globales de la section du poteau, notre intervention provoque une perte de section de l'ordre de 8% ce qui n'a pas pour conséquence un endommagement significatif de la pièce.

En complément, au regard de la faible épaisseur du poteau et des importants produits de corrosion constatés en extérieur et à l'intérieur du poteau, il ne s'agit à nos yeux probablement pas de fonte.

Quand bien même la soudabilité de ce matériau paraît très difficile (cf. les analyses menées sur le métal de la charpente).

Des solutions de remise en état existent mais devront être compatible avec le programme de réparation/renforcement qu'il est prévu d'appliquer à cet ouvrage vis-à-vis des importants produits de corrosion constatés.

Je reste disponible pour échanger

Cordialement

Corentin FRESQUET
Chef de Service – Diagnostic des Structures – Pathologie des Matériaux
M +33 (0) 6 66 86 07 05
T +33 (0) 4 67 59 40 10
Mail c.fresquet@groupeginger.com

Nous analysons dans le paragraphe 5.3.8 - la nature significative ou non de cet endommagement et nous précisons à ce stade qu'en l'état, ce poteau nécessitera d'être réparé à minima ce qui n'était ni prévu, ni nécessaire, initialement.

5- première analyse structurelle

5.1- choix techniques retenus

Compte-tenu des enjeux de confort thermique, il a été envisagé de supprimer le verre en toiture de la serre au profit d'un complexe de couverture mettant en œuvre, du haut vers le bas :

- Une membrane d'étanchéité en PVC ;
- Deux couches de volige bois de 15mm d'épaisseur venant moiser les structures métalliques en toiture et jouer ainsi un rôle de « diaphragme » suffisamment efficace pour bloquer les phénomènes d'instabilité élastiques susceptibles de se manifester dans ces portions de structures ;
- Une couche d'isolant en laine minérale de 5cm maintenue par une toile tendue en sous-face.

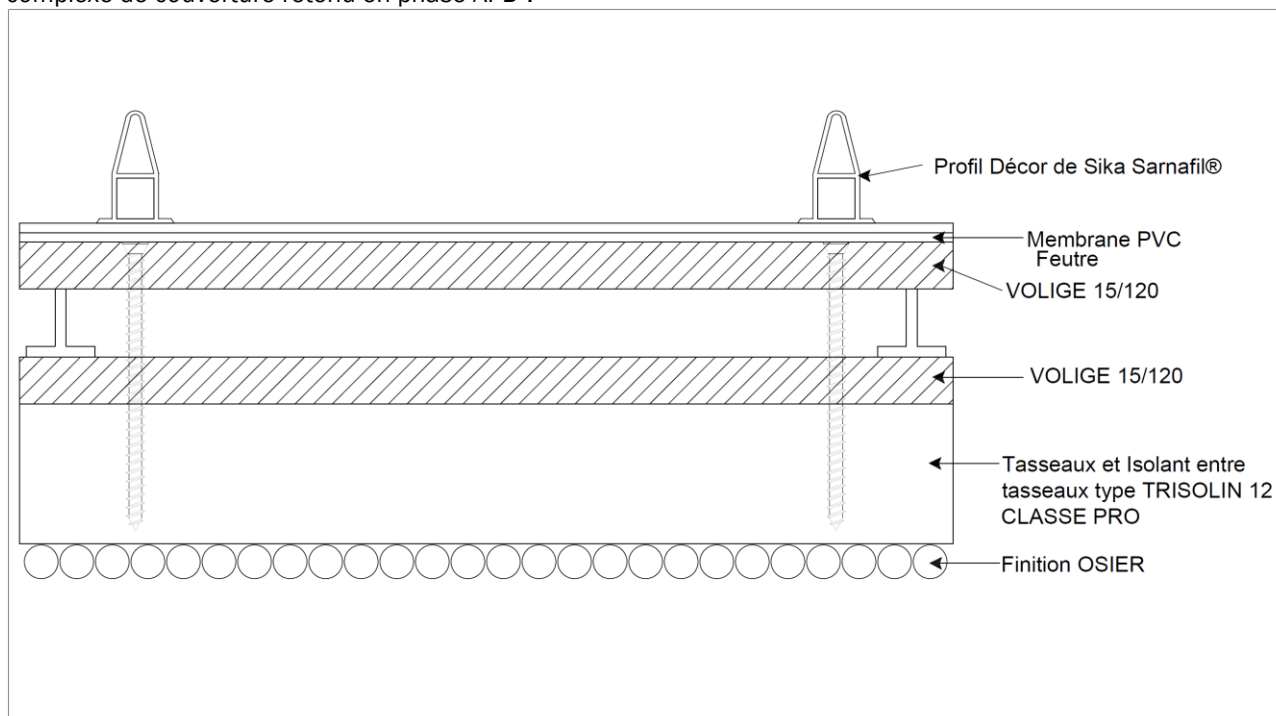
La coupe de principe fournie dans le paragraphe suivant ne correspond pas rigoureusement au complexe décrit ci-dessous concernant les couches situées sous la volige (isolant et finition). En l'absence de coupe mise à jour à ce stade, cette coupe reste la base de notre analyse technique puisque nous pouvons considérer que les matériaux présentent sensiblement les mêmes poids surfaciques.

Les travaux structurels de confortement induits par ce choix technique sont étudiés dans le présent CHAPITRE sachant que les « désordres » mis en évidence dans l'état des lieux effectué par nos soins (voir paragraphe 4.2 -) nécessiteront dans tous les cas des travaux de confortement (scellement des pieds des structures en arcs métalliques dans les maçonneries par exemple ou redressage ou remplacement de profilés métalliques cintrés).

En ce qui concerne les travaux de dallage, nous envisageons à ce stade la réalisation de dallages portés reposant sur des fondations créées indépendantes et ce, de manière à ne pas avoir d'incidence sur les fondations existantes.

5.2- effort sollicitant la structure

Nous détaillons ci-dessous les efforts sollicitant les structures métalliques dans l'état projeté, sur la base du complexe de couverture retenu en phase APD :



5.2.1- efforts permanents

Poids propre des profilés métalliques avec :

- $\rho = 77 \text{ kN/m}^3$

Poids surfacique du complexe de couverture :

- $g = 0.022$ (membrane) + $0.015 \times 4.5 \times 2$ (voliges) + 0.013 (isolant) + 0.012 (tasseaux) + 0.012 (osier)
- $g = 0.194 \text{ kN/m}^2$

5.2.2- efforts induits par les charges d'exploitation

Efforts à prendre en compte :

- $q = 0.80 \text{ kN/m}^2$ s'appliquant sur 10m^2 maximum ou $Q = 1.50 \text{ kN}$ selon l'effet le plus défavorable recherché

5.2.3- efforts induits par la neige

Les efforts de neige ci-dessous sont évalués pour une neige dite « normale ». Les efforts correspondant pour la neige dite « accidentelle » sont obtenus en multipliant les valeurs de neige ci-dessous par : $1.35/0.55 = 27/11 \approx 2.455$.

En partie courante :

- 2 cas de charges de neige à considérer :

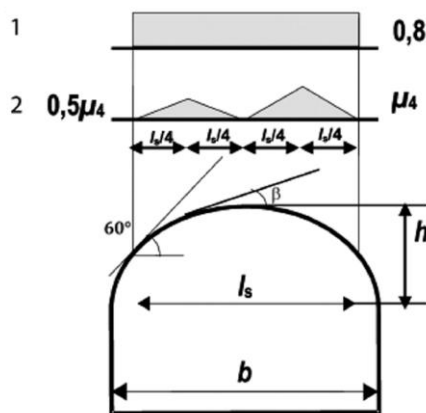
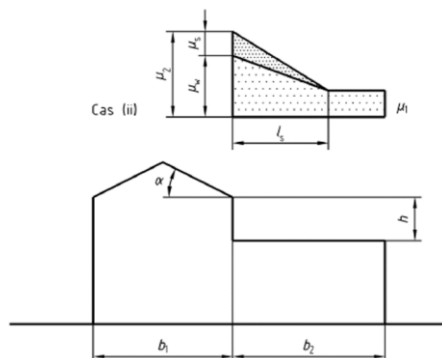


Figure 5.5 Coefficients de forme pour une toiture cylindrique

- Cas 1 :
 - $n_1 = 0.80 \times 0.55 = 0.44 \text{ kN/m}^2$ horizontaux
- Cas 2 :
 - $b = l_s = 5.1\text{m}$
 - $h = 1.3\text{m}$
 - $h/b \approx 0.25 > 0.18$ donc $\mu_4 = 2.00$
 - $n_2 \mu_4 = 2.00 \times 0.55 = 1.10 \text{ kN/m}^2$ horizontaux
 - $n_2 0.50 \mu_4 = 0.50 \times 2.00 \times 0.55 = 0.55 \text{ kN/m}^2$ horizontaux

Aux extrémités des ailes extérieures situées contre le palmarium central : 1 cas supplémentaire avec accumulation des neiges provenant de la toiture supérieure :

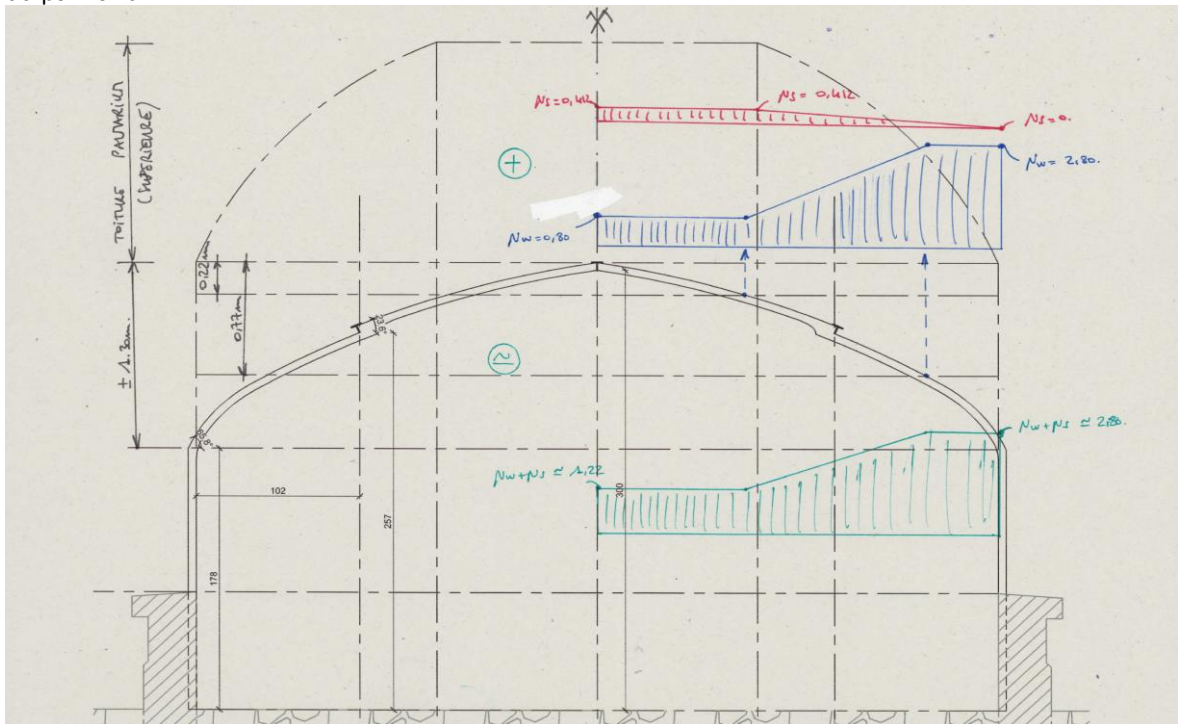
- Cas 3 :



Avec :

- $b_1 = 5.13\text{m}$
- $b_2 = 12.23\text{m}$
- $h = \text{variable de } 0\text{m au faîtage à } 1.3\text{m en bas de pente}$
- $\mu_w = \text{Min} \{ (5.13+12.23)/2 = 8.68 ; 2 / 0.55 = 3.636 \} \times h = 3.636 \times h$
 μ_w compris entre 0.8 et 2.8 selon annexe nationale donc :
 - Pour $h = 0$ à 0.22m : $\mu_w = 0.80$
 - Pour $h = 0.22$ à 0.77m : $\mu_w = 3.636 \times h$
 - Pour $h = 0.77$ à 1.30m : $\mu_w = 2.80$
- $l_s = 2 \times h$ et l_s compris entre 5m et 15m donc : $l_s = 5\text{m}$
- μ_s tel que : $1/2 \times \mu_s \times l_s = 50\%$ de la neige maximale de la toiture supérieure = $50\% \times \mu_1 \times \text{largeur}$
 Donc :
 - En face du faîtage du palmarium :
 - largeur = $5.14/2 = 2.57\text{m}$
 - $\mu_s = 0.412$
 - De l'extrémité du faîtage jusqu'en bas de pente du palmarium : μ_s varie linéairement de : 0.412 à 0.

Synthèse graphique du cas 3 représentant les valeurs maximales de « $\mu_s + \mu_w$ » contre la paroi verticale du palmarium :



D'où :

- $n_{3\text{mini}} = 1.22 \times 0.55 \approx 0.67 \text{ kN/m}^2$ horizontaux
- $n_{3\text{maxi}} = 2.80 \times 0.55 \approx 1.54 \text{ kN/m}^2$ horizontaux

Ces valeurs pourront être retenues pour les vérifications des profilés métalliques en Té de section $22 \times 22 \times 0.3$ disposés en toiture.

Pour les vérifications des arcs principaux, nous pourrions retenir un pourcentage de ces valeurs maximale égal à : $(5 - 1.18)/5 \approx 77\%$ compte-tenu de l'éloignement du premier arc de 1.18m environ par rapport à la paroi du palmarium.

5.2.4- efforts induits par le vent

Nous examinons les effets du vent sur :

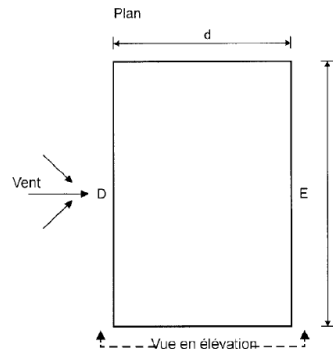
- Les ailes extérieures d'une part avec les dimensions égales à : $12\text{m} \times 5.1\text{m} \times (1.5\text{m à } 2.8\text{m})$ de hauteur ;
- Le palmarium central avec les dimensions égales à : $7.1\text{m} \times 5.1\text{m} \times (2.8\text{m à } 4.8\text{m})$ de hauteur.

5.2.4.1 - ailes extérieures

5.2.4.1.1 - vent sur les façades (c_{pe})

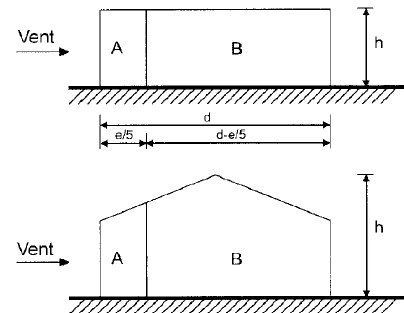
Vent long pan :

- $b = 12\text{m}$
- $d = 5.1\text{m}$
- $h = 2.8\text{m}$



- $h/d = 2.8/5.1 \approx 0.55$
- $e = \text{Min} \{12 ; 2 \times 2.8 = 5.6\} = 5.6\text{m} > d$

Vue en élévation pour $e \geq d$



Vent sur façades long pan :

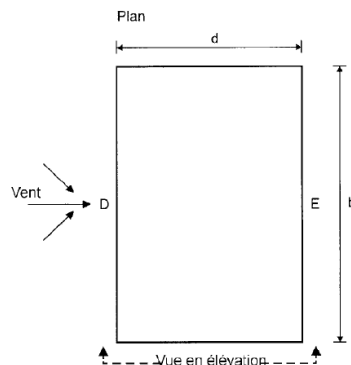
- Face au vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone D}} = +1.0$
 $c_{pe,10 \text{ zone D}} = 0.7 +$
 $(0.55 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (0.8 - 0.7) = +0.74$
- Face sous le vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone E}} = -0.3 +$
 $(0.55 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (-0.5 - (-0.3)) = -0.38$
 $c_{pe,10 \text{ zone E}} = -0.3 +$
 $(0.55 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (-0.5 - (-0.3)) = -0.38$

Vent sur façades pignon :

- Sur une longueur égale à : $e/5 = 1.12\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone A}} = -1.4$
 $c_{pe,10 \text{ zone A}} = -1.2$
- Sur une longueur au-delà de : $e/5 = 1.12\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone B}} = -1.1$
 $c_{pe,10 \text{ zone B}} = -0.8$

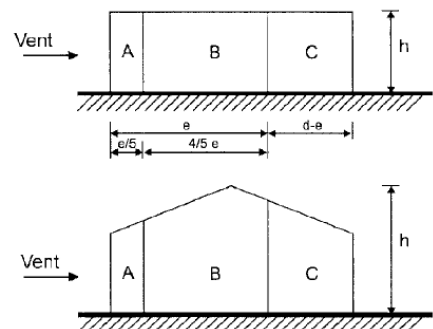
Vent pignon :

- $b = 5.1\text{m}$
- $d = 12\text{m}$
- $h = 2.8\text{m}$



- $h/d = 2.8/12 \approx 0.23$
- $e = \text{Min} \{5.1 ; 2 \times 2.8 = 5.6\} = 5.1\text{m} < d$

Vue en élévation pour $e < d$



Vent sur façades pignon :

- Face au vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone D}} = +1.0$
 $c_{pe,10 \text{ zone D}} = +0.7$
- Face sous le vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone E}} = -0.3$
 $c_{pe,10 \text{ zone E}} = -0.3$

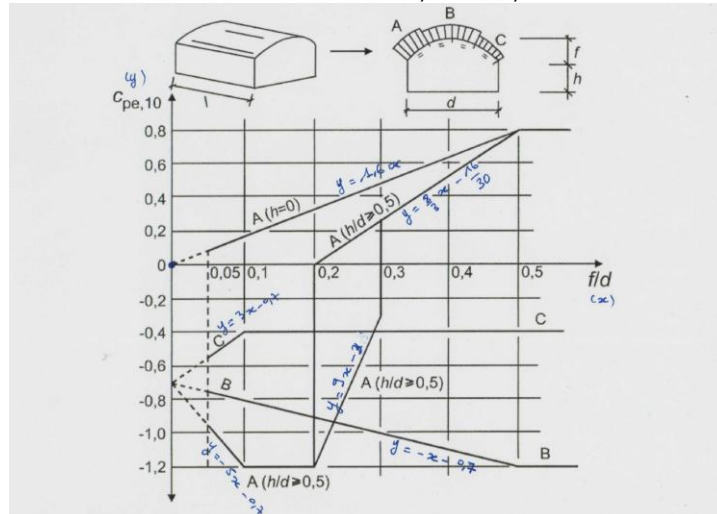
Vent sur façades long pan :

- Sur une longueur égale à : $e/5 = 1.02\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone A}} = -1.4$
 $c_{pe,10 \text{ zone A}} = -1.2$
- Sur une longueur au-delà de : $e/5 = 1.12\text{m}$ et jusqu'à : $e = 5.10\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone B}} = -1.1$
 $c_{pe,10 \text{ zone B}} = -0.8$
- Sur une longueur au-delà de : $e = 5.10\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone C}} = -0.5$
 $c_{pe,10 \text{ zone C}} = -0.5$

5.2.4.1.2 - vent sur la toiture (c_{pe})

Vent long pan :

- $l = 12\text{m}$
- $d = 5.1\text{m}$
- $h = 1.5\text{m}$
- $h/d = 1.5/5.1 \approx 0.29 < 0.5$
- $f = 1.3\text{m}$
- $f/d = 1.3/5.1 \approx 0.25$



1^{er} cas :

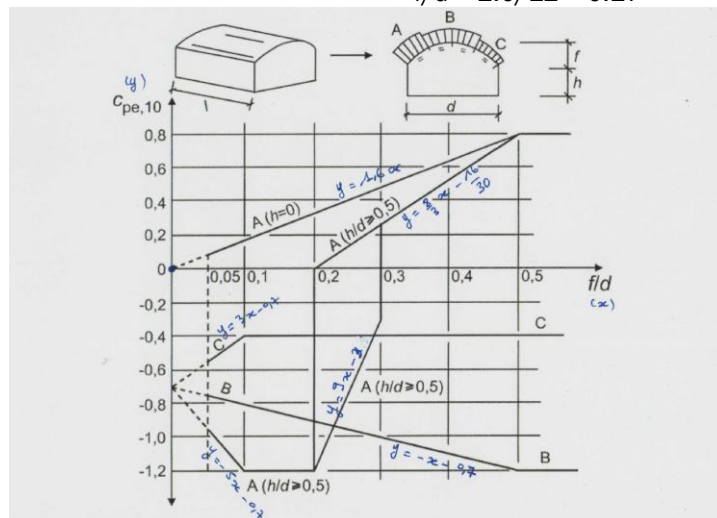
- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = (1.6 \times 0.25) + 0.29/0.50 \times [(8/3 \times 0.25 - 16/30) - (1.6 \times 0.25)] \approx +0.25$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.25 - 0.7 \approx -0.95$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

2^{ème} cas :

- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = (1.6 \times 0.25) + 0.29/0.50 \times [(9 \times 0.25 - 3) - (1.6 \times 0.25)] \approx -0.27$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.25 - 0.7 \approx -0.95$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

Vent pignon :

- $l = 5.1\text{m}$
- $d = 12\text{m}$
- $h = 1.5\text{m}$
- $h/d = 1.5/12 \approx 0.13 < 0.5$
- $f = 2.0\text{m}$
- $f/d = 2.0/12 \approx 0.17$



- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = (1.6 \times 0.17) + 0.13/0.50 \times [-1.2 - (1.6 \times 0.17)] \approx -0.12$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.17 - 0.7 \approx -0.87$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

5.2.4.1.3 - coefficient de pression interne (c_{pi})

$c_{pi} = +0.2$ ou -0.30 conformément à l'article 7.2.9(6) note 2 de l'Eurocode 1.4.

5.2.4.1.4 - efforts enveloppes par type de profilés

Profilés en Té 22×22×0.3 en partie verticale :

- Surface reprise par le profilé $\approx 0.30 \times 0.98 \approx 0.30 \text{ m}^2$
- $C_{pe,1 \text{ maxi}} = +1.0$
- $C_{pe,1 \text{ mini}} = -1.4$
- $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
- $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- D'où :
 - Pression extérieure maximale : $w_+ = (1.0 - -0.3) \times 0.535 \approx +0.70 \text{ kPa}$
 - Pression intérieure maximale : $w_- = (-1.4 - 0.2) \times 0.535 \approx -0.86 \text{ kPa}$

Profilés en Té 22×22×0.3 en partie basse de la toiture :

- Surface reprise par le profilé $\approx 0.30 \times 1.36 \approx 0.41 \text{ m}^2$
- $C_{pe \text{ maxi}} = +0.25$
- $C_{pe \text{ mini}} = -0.4$
- $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
- $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- D'où :
 - Pression extérieure maximale : $w_+ = (0.25 - -0.3) \times 0.535 \approx +0.30 \text{ kPa}$
 - Pression intérieure maximale : $w_- = (-0.4 - 0.2) \times 0.535 \approx -0.33 \text{ kPa}$

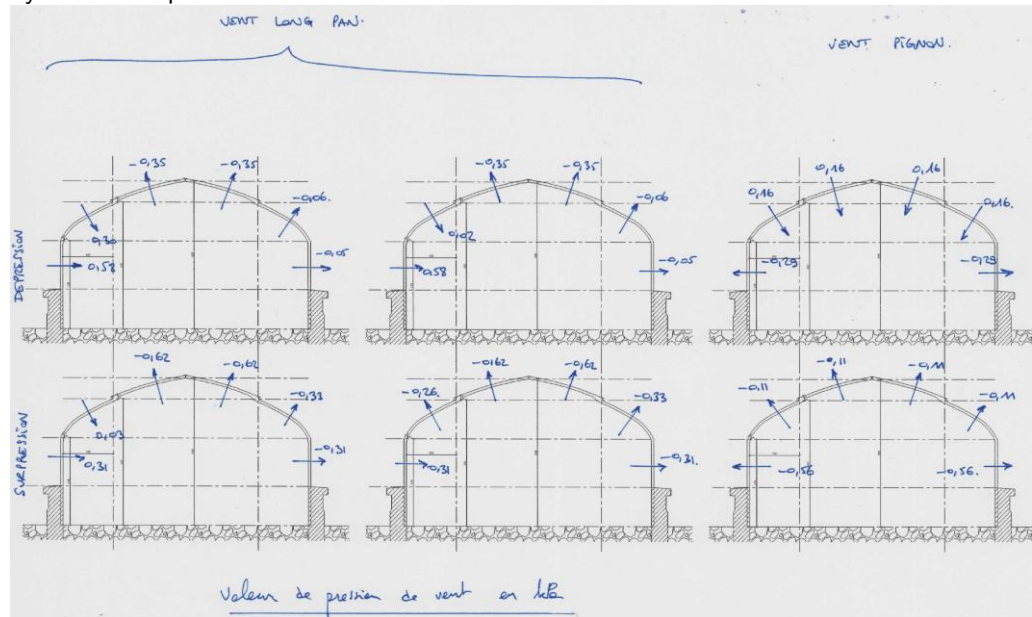
Profilés en Té 22×22×0.3 en partie haute de la toiture :

- Surface reprise par le profilé $\approx 0.30 \times 1.56 \approx 0.47 \text{ m}^2$
- $C_{pe \text{ maxi}} = -0.87$
- $C_{pe \text{ mini}} = -0.95$
- $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
- $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- D'où :
 - Pression extérieure maximale : $w_+ = (-0.87 - -0.3) \times 0.535 < 0 \text{ kPa}$
 - Pression intérieure maximale : $w_- = (-0.95 - 0.2) \times 0.535 \approx -0.62 \text{ kPa}$

Profilés rectangulaire 50×12 :

- Surface reprise par le profilé $\approx 1.179 \times 6.20 \approx 7.3 \text{ m}^2$
- Parois verticales - vent long pan :
 - $C_{pe,D} = 1.0 - (1.0 - 0.74) \times \log_{10}(7.3) \approx +0.78$
 - $C_{pe,E} = -0.38$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
 - $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- Parois verticales - vent pignon :
 - $C_{pe,B} = -1.1 - (-1.1 - -0.8) \times \log_{10}(7.3) \approx -0.85$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
 - $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- Parties basses de la toiture - vent long pan :
 - $C_{pe,A \text{ maxi}} = 0.25$
 - $C_{pe,A \text{ mini}} = -0.27$
 - $C_{pe,C} = -0.40$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
 - $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- Parties basses de la toiture - vent pignon :
 - $C_{pe} = 0.0$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
 - $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- Parties hautes de la toiture - vent long pan :
 - $C_{pe,B} = -0.95$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$
 - $C_{pi \text{ mini}} = -0.3$
- Parties hautes de la toiture - vent pignon :
 - $C_{pe} = 0.0$
 - $C_{pi \text{ maxi}} = +0.2$

- $C_{pi\ min} = -0.3$
- Synthèse des pressions de vent :

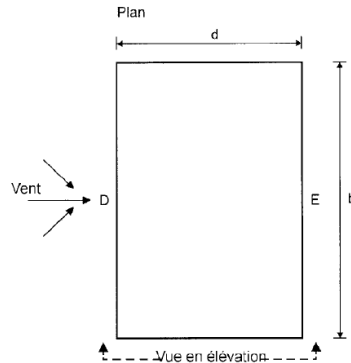


5.2.4.2 - palmarium central

5.2.4.2.1 - vent sur les façades (c_{pe})

Vent long pan :

- $b = 7.1\text{m}$
- $d = 5.1\text{m}$
- $h = 4.8\text{m}$

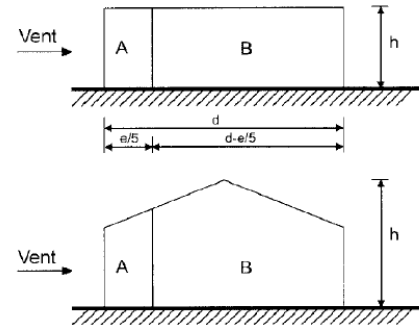


Vent sur façades long pan :

- Face au vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone D}} = +1.0$
 $c_{pe,10 \text{ zone D}} = +0.8$
- Face sous le vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone E}} = -0.5$
 $c_{pe,10 \text{ zone E}} = -0.5$

- $h/d = 4.8/5.1 \approx 0.94 \approx 1.00$
- $e = \text{Min} \{7.1 ; 2 \times 4.8 = 9.6\} = 7.1\text{m} > d$

Vue en élévation pour $e \geq d$

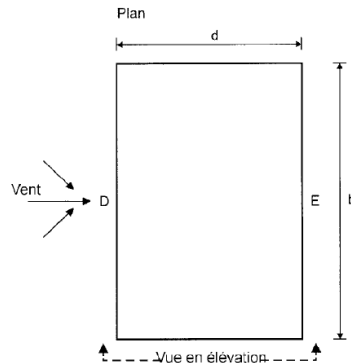


Vent sur façades pignon :

- Sur une longueur égale à : $e/5 = 1.42\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone A}} = -1.4$
 $c_{pe,10 \text{ zone A}} = -1.2$
- Sur une longueur au-delà de : $e/5 = 1.42\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone B}} = -1.1$
 $c_{pe,10 \text{ zone B}} = -0.8$

Vent pignon :

- $b = 5.1\text{m}$
- $d = 7.1\text{m}$
- $h = 4.8\text{m}$

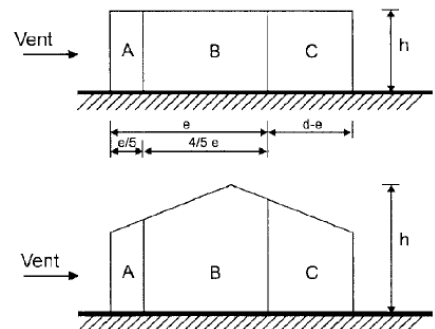


Vent sur façades pignon :

- Face au vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone D}} = +1.0$
 $c_{pe,10 \text{ zone D}} = 0.7 +$
 $(0.68 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (0.8 - 0.7) = +0.76$
- Face sous le vent :
 $c_{pe,1 \text{ zone E}} = -0.3 +$
 $(0.68 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (-0.5 - (-0.3)) = +0.42$
 $c_{pe,10 \text{ zone E}} = -0.3 +$
 $(0.68 - 0.25)/(1 - 0.25) \times (-0.5 - (-0.3)) = +0.42$

- $h/d = 4.8/7.1 \approx 0.68$
- $e = \text{Min} \{5.1 ; 2 \times 4.8 = 9.6\} = 5.1\text{m} < d$

Vue en élévation pour $e < d$



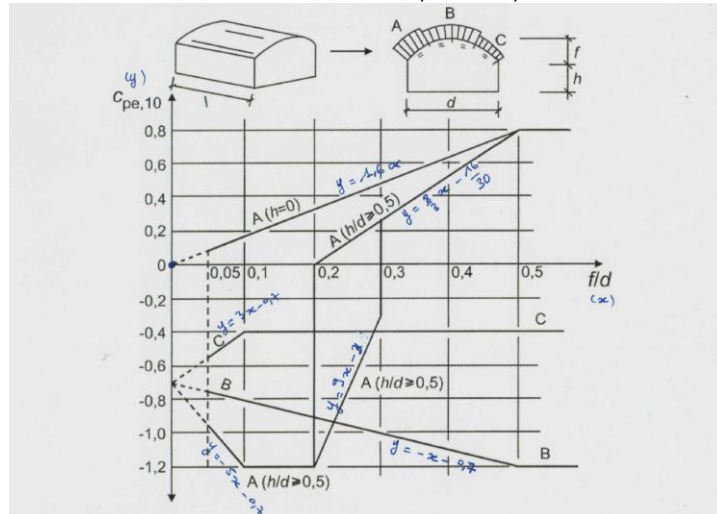
Vent sur façades long pan :

- Sur une longueur égale à : $e/5 = 1.02\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone A}} = -1.4$
 $c_{pe,10 \text{ zone A}} = -1.2$
- Sur une longueur au-delà de : $e/5 = 1.12\text{m}$ et jusqu'à : $e = 5.10\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone B}} = -1.1$
 $c_{pe,10 \text{ zone B}} = -0.8$
- Sur une longueur au-delà de : $e = 5.10\text{m}$
 $c_{pe,1 \text{ zone C}} = -0.5$
 $c_{pe,10 \text{ zone C}} = -0.5$

5.2.4.2.2 - vent sur la toiture (c_{pe})

Vent long pan :

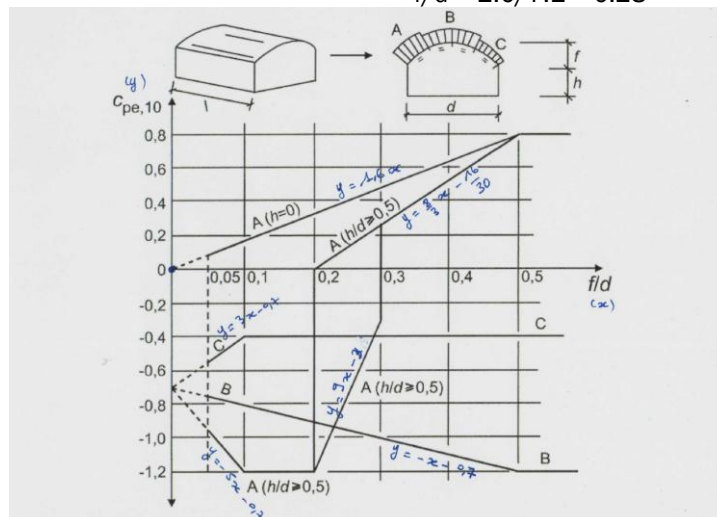
- $l = 7.1\text{m}$
- $d = 5.1\text{m}$
- $h = 2.8\text{m}$
- $h/d = 2.8/5.1 \approx 0.55 > 0.5$
- $f = 2.0\text{m}$
- $f/d = 2.0/5.1 \approx 0.39$



- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = 8/3 \times 0.39 - 16/30 \approx +0.51$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.39 - 0.7 \approx -1.09$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

Vent pignon :

- $l = 5.1\text{m}$
- $d = 7.1\text{m}$
- $h = 2.8\text{m}$
- $h/d = 2.8/7.1 \approx 0.38 < 0.5$
- $f = 2.0\text{m}$
- $f/d = 2.0/7.1 \approx 0.28$



1^{er} cas :

- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = (1.6 \times 0.28) + 0.38/0.50 \times [(8/3 \times 0.28 - 16/30) - (1.6 \times 0.28)] \approx +0.27$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.28 - 0.7 \approx -0.98$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

2^{ème} cas :

- Zone A : $c_{pe \text{ zone A}} = (1.6 \times 0.28) + 0.38/0.50 \times [(9 \times 0.28 - 3) - (1.6 \times 0.28)] \approx -0.26$
- Zones B : $c_{pe \text{ zones B}} = -0.28 - 0.7 \approx -0.98$
- Zone C : $c_{pe \text{ zone C}} = -0.40$

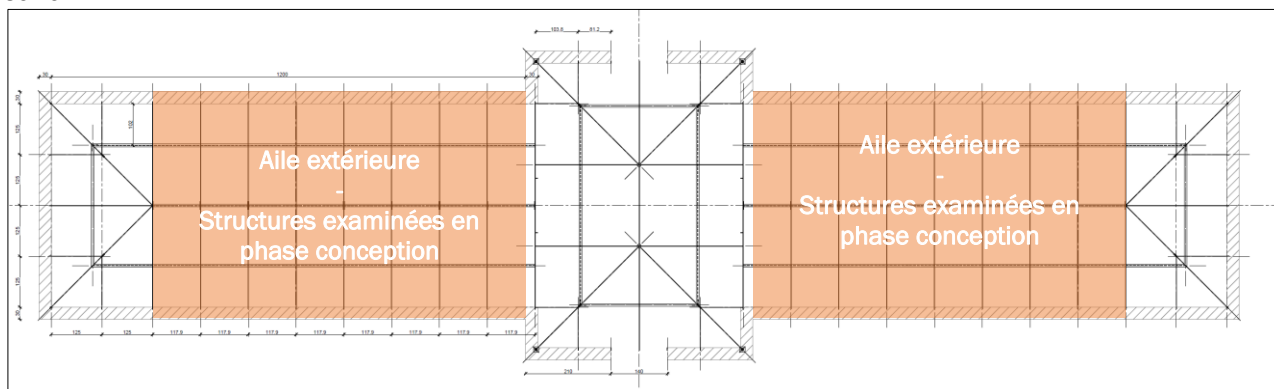
5.2.4.2.3 - coefficient de pression interne (c_{pi})

$c_{pi} = +0.2$ ou -0.30 conformément à l'article 7.2.9(6) note 2 de l'Eurocode 1.4.

5.3- premières vérifications des profilés métalliques

Dans le cadre des études de conception, nous effectuons une vérification des structures courantes composant les ailes extérieures et ce, en vue d'évaluer leurs éventuels besoins de confortement.

Ces structures sont localisées sur le plan ci-dessous et représentent environ 60% des structures composant la serre :



En l'absence d'éléments fragiles solidaires à la structure, nous n'examinons pas les états limites de services (ELS) et ce, d'autant plus que la couverture en plaques de verre est abandonnée au profit d'une membrane PVC reposant sur une volige.

Les vérifications ci-dessous concernent des vérifications de résistance effectuées sous combinaisons ELU.

5.3.1- profilés en té 22×22×0.3 en partie verticale

Rappel des pressions sollicitantes :

- Pression extérieure maximale : $w_+ = (1.0 - 0.3) \times 0.535 \approx +0.70 \text{ kPa}$
- Pression intérieure maximale : $w_- = (-1.4 - 0.2) \times 0.535 \approx -0.86 \text{ kPa}$

Efforts sollicitants :

- $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ (barre verticale non chargée)
- $M_{Ed} = 1.179/4 \times 0.86 \times 0.98^2/8 \approx 0.031 \text{ kN.m}$

Efforts résistants :

- $M_{Rd,el} = 0.833 \times 10^{-6} \times 220000 \approx 0.183 \text{ kN.m}$

Vérification de résistance :

- $M_{Ed} = 0.031 \text{ kN.m} < M_{Rd,el} = 0.183 \text{ kN.m}$ (vérification satisfaisante - ratio = 0.17)

5.3.2- profilés en té 22×22×0.3 en partie basse de la toiture

Calcul des efforts :

- $g = 0.194 \times 1.179/4 \approx 0.057$ kN/ml
- $q_h = 0.8 \times 1.179/4 \approx 0.236$ kN/ml
- $n_1 = 0.44 \times 1.179/4 \approx 0.130$ kN/ml horizontal
- n_2 : effort triangulaire variant de 0.000 kN/ml horizontal à : $1.10 \times 1.179/4 \approx 0.325$ kN/ml horizontal
- n_3 : effort variable de $1.10 \times 1.179/4 \approx 0.325$ kN/ml horizontal à : $1.54 \times 1.179/4 \approx 0.454$ kN/ml horizontal
- $v_1 = 0.30 \times 1.179/4 \approx 0.089$ kN/ml
- $v_2 = -0.33 \times 1.179/4 \approx -0.098$ kN/ml

Ces profilés vont être examinés de manière isolée dans un premier temps. Ces profilés reposent sur d'autres profilés (en Té également) présentant des rigidités variables en fonction des zones examinées de sorte que les conditions d'appuis ne sont pas aisément identifiables à ce stade.

Pour contourner cette difficulté, nous allons considérer 2 modèles extrêmes encadrant le comportement réel :

- Modèle avec 2 appuis de type « rotule » aux extrémités des profilés : modèle induisant la manifestation d'efforts normaux élevés et de moments fléchissants faibles ;
- Modèle avec 1 appui de type « rotule » et 1 appui de type « glissant » : modèle induisant la manifestation d'efforts normaux faibles et de moments fléchissants élevés.

Vue des 2 modèles :

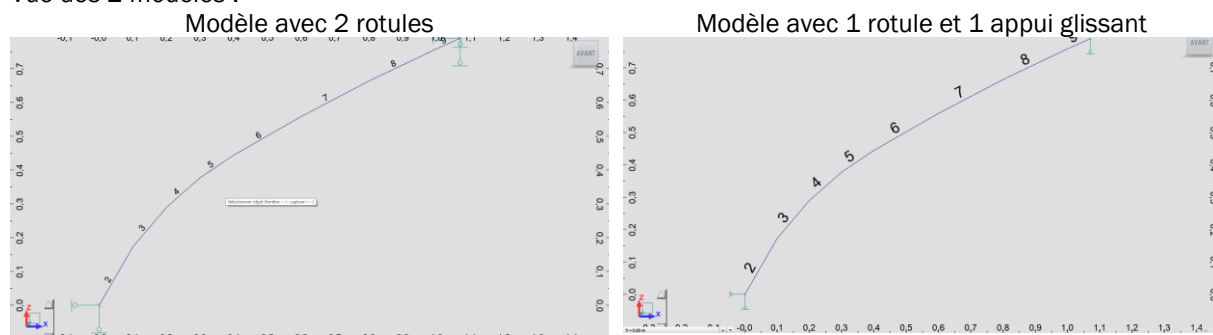


Diagramme enveloppe des efforts normaux sous combinaisons ELU :

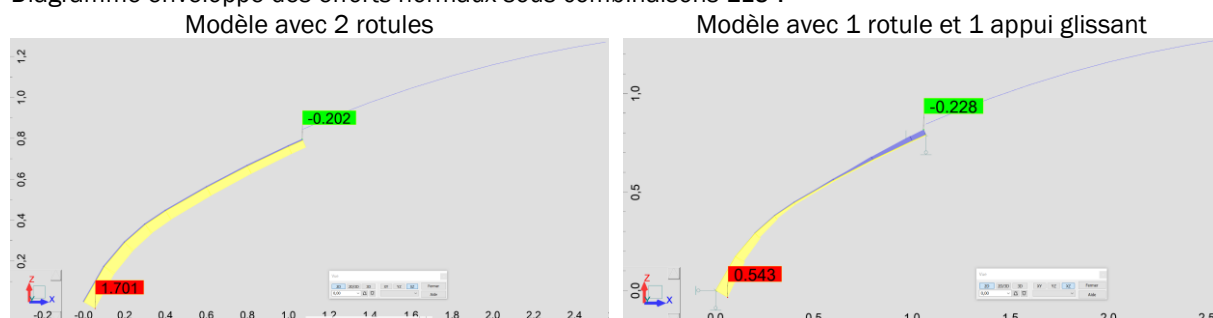
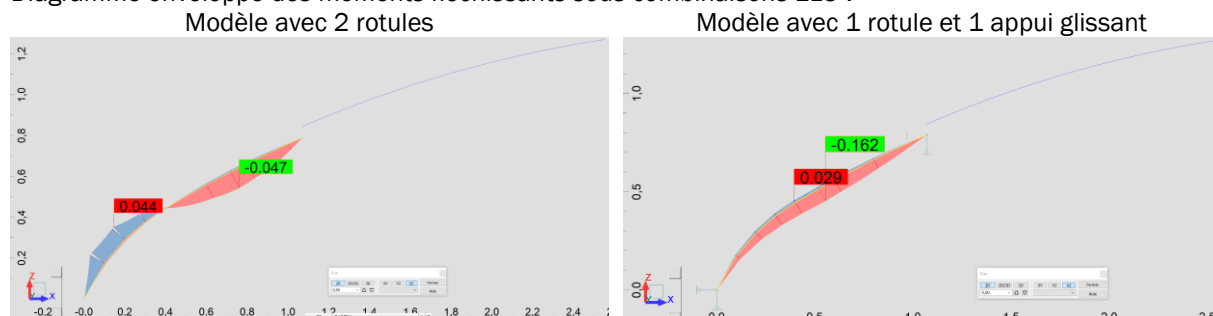


Diagramme enveloppe des moments fléchissants sous combinaisons ELU :





Compte-tenu du moilage de ces profilés par 2 surfaces de voliges vissées entre-elles et venant enserrer ces profilés métalliques, les phénomènes d'instabilité élastique se trouvent efficacement bloqués avec :

- Le flambement autour de l'axe de faible inertie des profilés en « Té » bloqué par la rigidité membranaires des voliges dans la direction longitudinale ;
- Le flambement autour de l'axe de forte inertie des profilés en « Té » bloqué par la rigidité en flexion des voliges.

Vérification de résistance :

Modèle avec 2 rotules

$$1.701/(1.4175 \times 10^{-4} \times 220000) + 0.047/(0.833 \times 10^{-6} \times 220000) = 0.32 < 1$$

Vérification satisfaisante (ratio = 0.32)

Modèle avec 1 rotule et 1 appui glissant

$$0.543/(1.4175 \times 10^{-4} \times 220000) + 0.162/(0.833 \times 10^{-6} \times 220000) = 0.91 < 1$$

Vérification satisfaisante (ratio = 0.91)

5.3.3- profilés en té 22×22×0.3 en partie haute de la toiture

Calcul des efforts :

- $g = 0.194 \times 1.179/4 \approx 0.057$ kN/ml
- $q_h = 0.8 \times 1.179/4 \approx 0.236$ kN/ml
- $n_1 = 0.44 \times 1.179/4 \approx 0.130$ kN/ml horizontal
- n_2 : effort triangulaire variant de $1.10 \times 1.179/4 \approx 0.325$ kN/ml horizontal à : 0.000 kN/ml ;
- n_3 : effort variable de $1.10 \times 1.179/4 \approx 0.325$ kN/ml horizontal à : $0.67 \times 1.179/4 \approx 0.198$ kN/ml horizontal
- $v_1 = 0.00 \times 1.179/4 \approx 0.000$ kN/ml
- $v_2 = -0.62 \times 1.179/4 \approx -0.183$ kN/ml

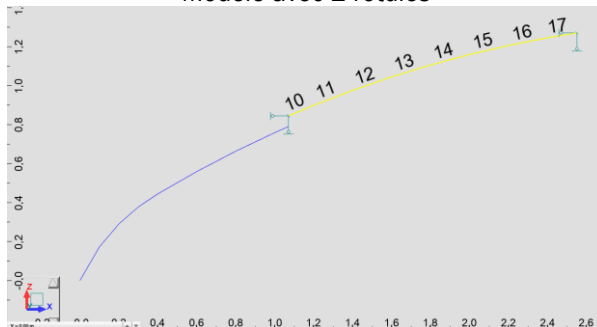
Ces profilés vont être examinés de manière isolée dans un premier temps. Ces profilés reposent sur d'autres profilés présentant des rigidités variables en fonction des zones examinées de sorte que les conditions d'appuis ne sont pas aisément identifiables à ce stade.

Pour contourner cette difficulté, nous allons considérer 2 modèles extrêmes encadrant le comportement réel :

- Modèle avec 2 appuis de type « rotule » aux extrémités des profilés : modèle induisant la manifestation d'efforts normaux élevés et de moments fléchissants faibles ;
- Modèle avec 1 appui de type « rotule » et 1 appui de type « glissant » : modèle induisant la manifestation d'efforts normaux faibles et de moments fléchissants élevés.

Vue des 2 modèles :

Modèle avec 2 rotules



Modèle avec 1 rotule et 1 appui glissant

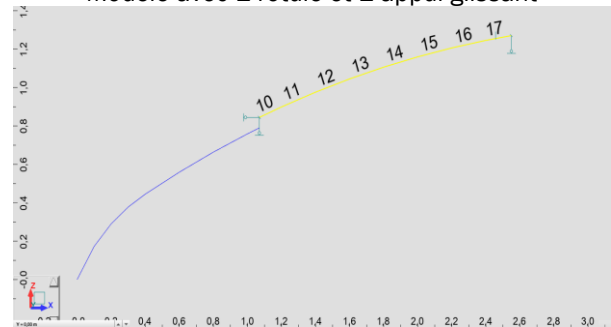
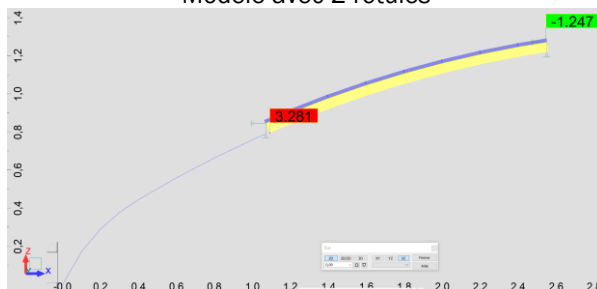


Diagramme enveloppe des efforts normaux sous combinaisons ELU :

Modèle avec 2 rotules



Modèle avec 1 rotule et 1 appui glissant

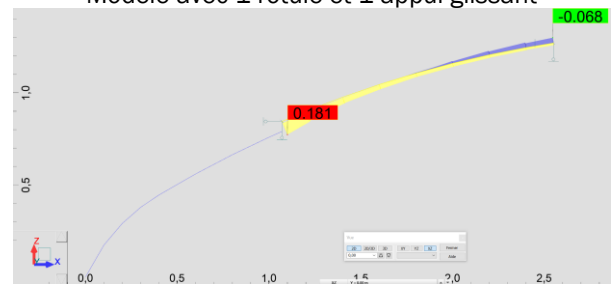
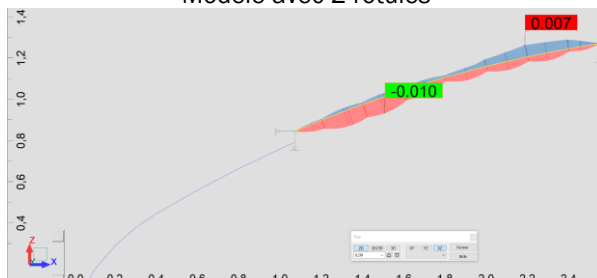
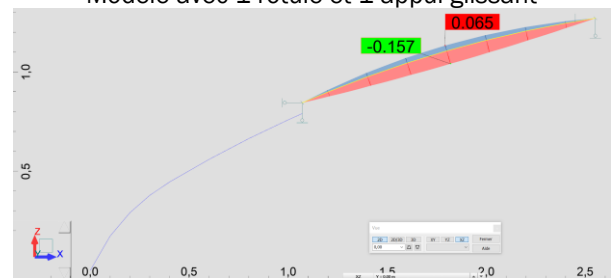


Diagramme enveloppe des moments fléchissants sous combinaisons ELU :

Modèle avec 2 rotules



Modèle avec 1 rotule et 1 appui glissant





Compte-tenu du moilage de ces profilés par 2 surfaces de voliges vissées entre-elles et venant enserrer ces profilés métalliques, les phénomènes d'instabilité élastique se trouvent efficacement bloqués avec :

- Le flambement autour de l'axe de faible inertie des profilés en « Té » bloqué par la rigidité membranaires des voliges dans la direction longitudinale ;
- Le flambement autour de l'axe de forte inertie des profilés en « Té » bloqué par la rigidité en flexion des voliges.

Vérification de résistance :

Modèle avec 2 rotules

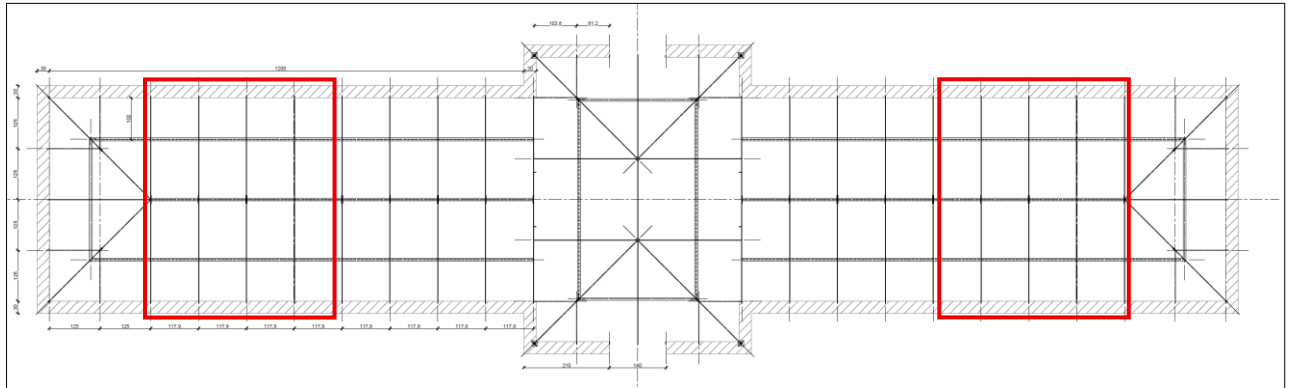
$$\begin{aligned}
 & 3.281 / (1.4175 \times 10^{-4} \times 220000) + \\
 & 0.010 / (0.833 \times 10^{-6} \times 220000) = 0.16 < 1 \\
 & \text{Vérification satisfaisante (ratio = 0.16)}
 \end{aligned}$$

Modèle avec 1 rotule et 1 appui glissant

$$\begin{aligned}
 & 0.181 / (1.4175 \times 10^{-4} \times 220000) + \\
 & 0.157 / (0.833 \times 10^{-6} \times 220000) = 0.87 < 1 \\
 & \text{Vérification satisfaisante (ratio = 0.87)}
 \end{aligned}$$

5.3.4- profilés rectangulaire 50×12 et profilés en « Té » horizontaux - zones courantes

Localisation des zones « courantes » étudiées :



Les profilés en « Té » examinés dans les paragraphes 5.3.1 - , 5.3.2 - et 5.3.3 - prennent appuis sur des profilés en « Té » horizontaux (semelle supérieure 60mm×6mm + âme 10mm × 50mm) disposés :

- En partie basse de la toiture, en tête des façades ;
- Au faîtiage de la toiture ;
- Au niveau du décroché de toiture à la jonction entre les toitures basses et hautes.

Ces profilés en « Té » horizontaux sont à leur tour repris par les structures en arc composées de plats métalliques de section 50mm × 12mm.

Pour analyser ces 2 familles de profilés, nous avons modélisés 2 trames des structures des ailes extérieures (qui en comprennent 9 chacune).

Vue de la modélisation :

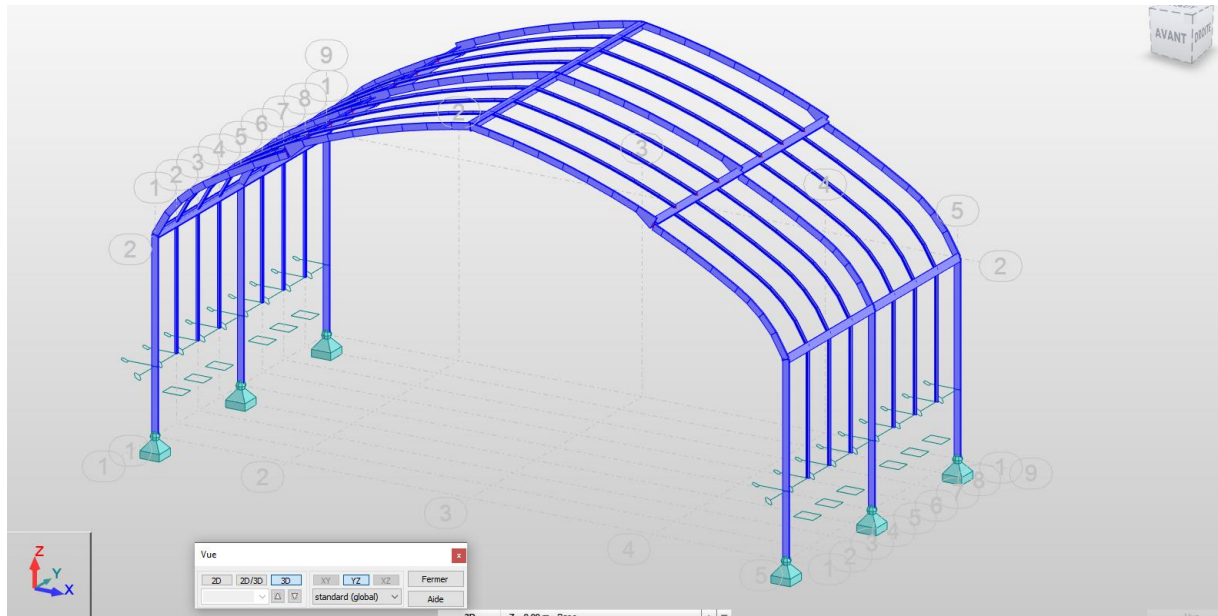
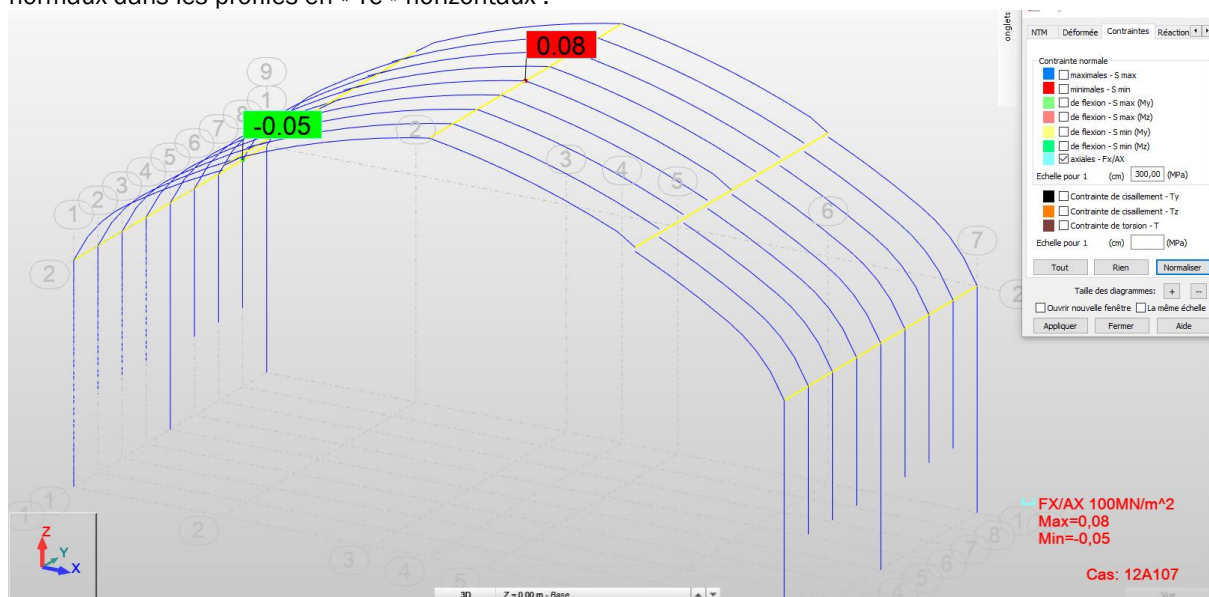
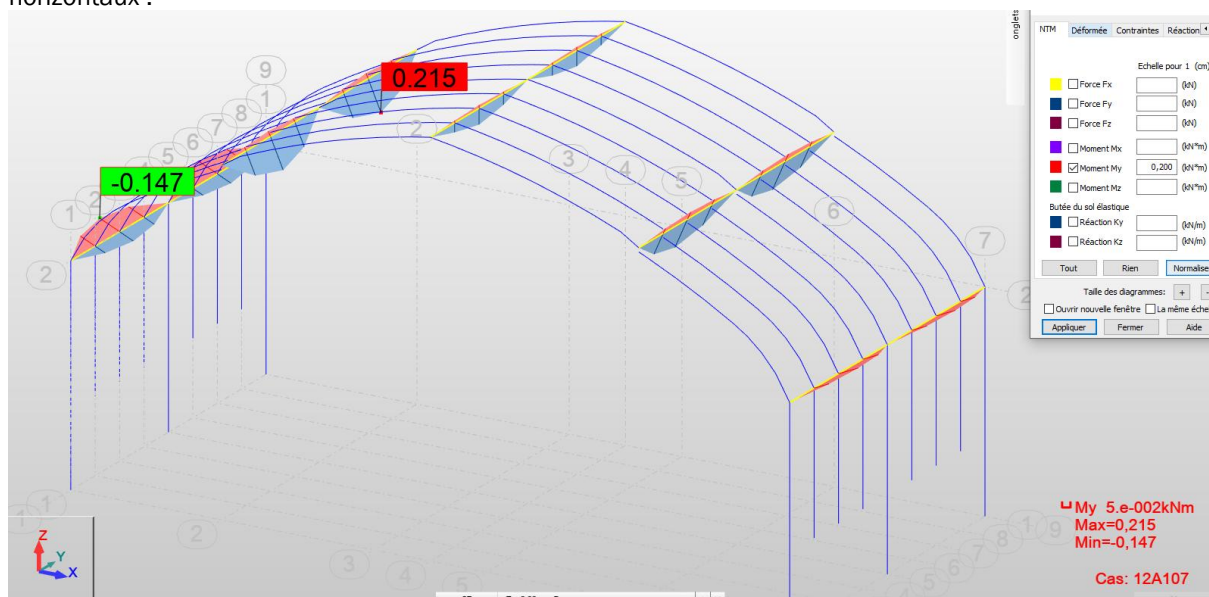


Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des contraintes normales induites par les seuls efforts normaux dans les profilés en « Té » horizontaux :



Les profilés en « Té » horizontaux ne sont pas soumis à des efforts normaux significatifs.

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les profilés en « Té » horizontaux :



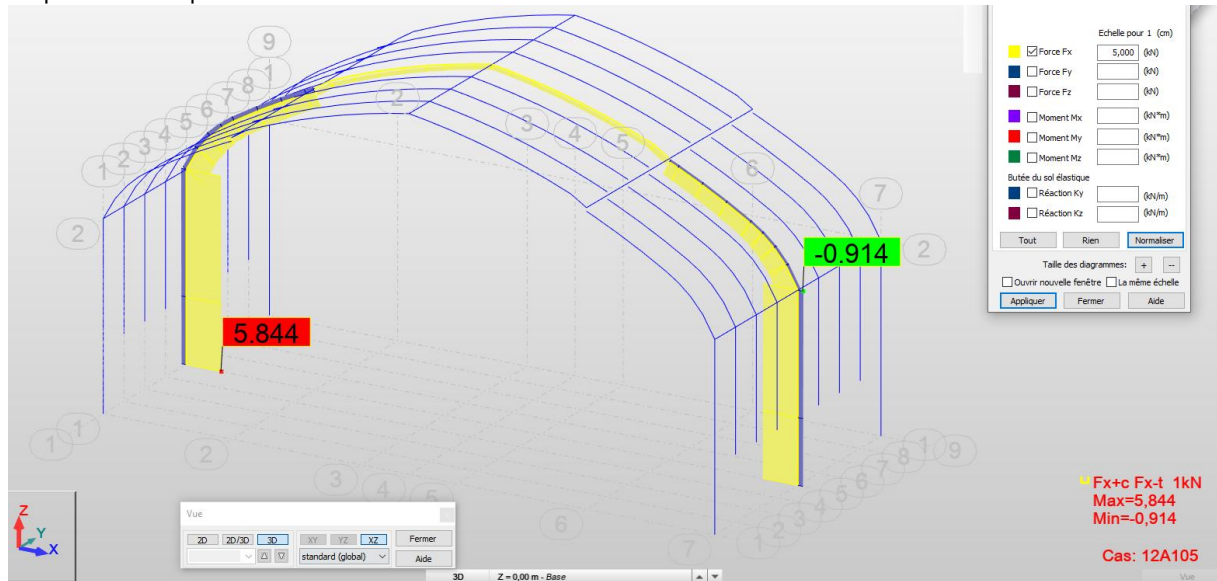
Efforts résistants :

- $M_{Rd,el} = 7.335 \times 10^{-6} \times 220000 \approx 1.613 \text{ kN.m}$

Vérification de résistance :

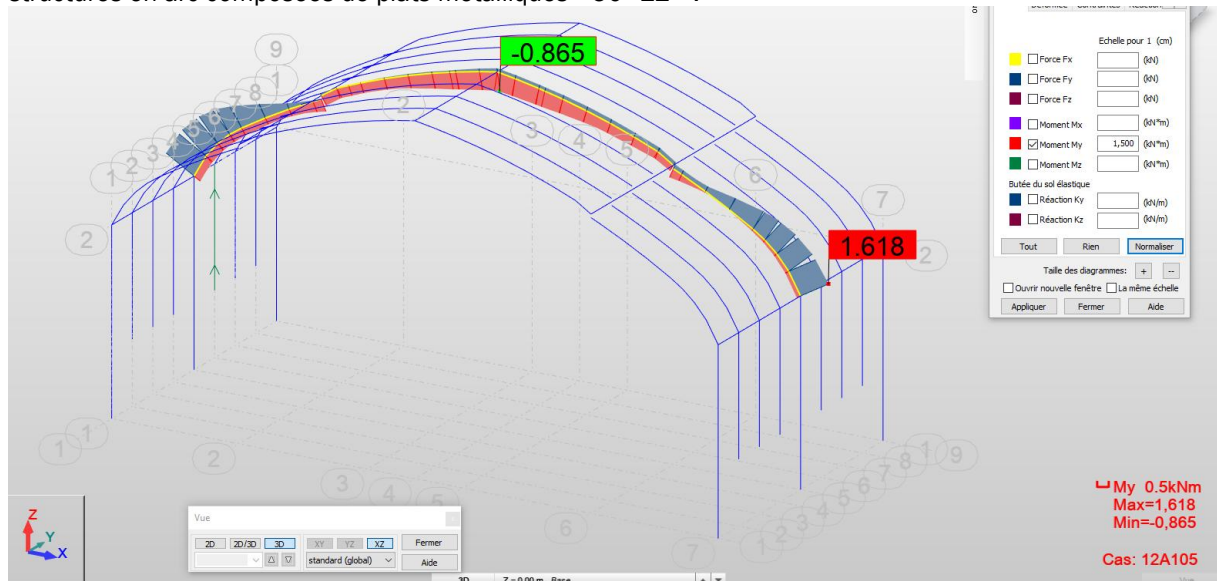
- $M_{Ed} = 0.215 \text{ kN.m} < M_{Rd,el} = 1.613 \text{ kN.m}$ (vérification satisfaisante - ratio = 0.17)

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des efforts normaux dans les structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



Il est à noter que seules les portions verticales de ces structures en arc sont susceptibles d'être concernées par un phénomène d'instabilité élastique autour de l'axe de faible inertie (flambement). Les portions courbes des arcs en toiture sont moisées par les 2 plans de voliges qui assurent un blocage de ces instabilités hors plan.

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les portions courbes des structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



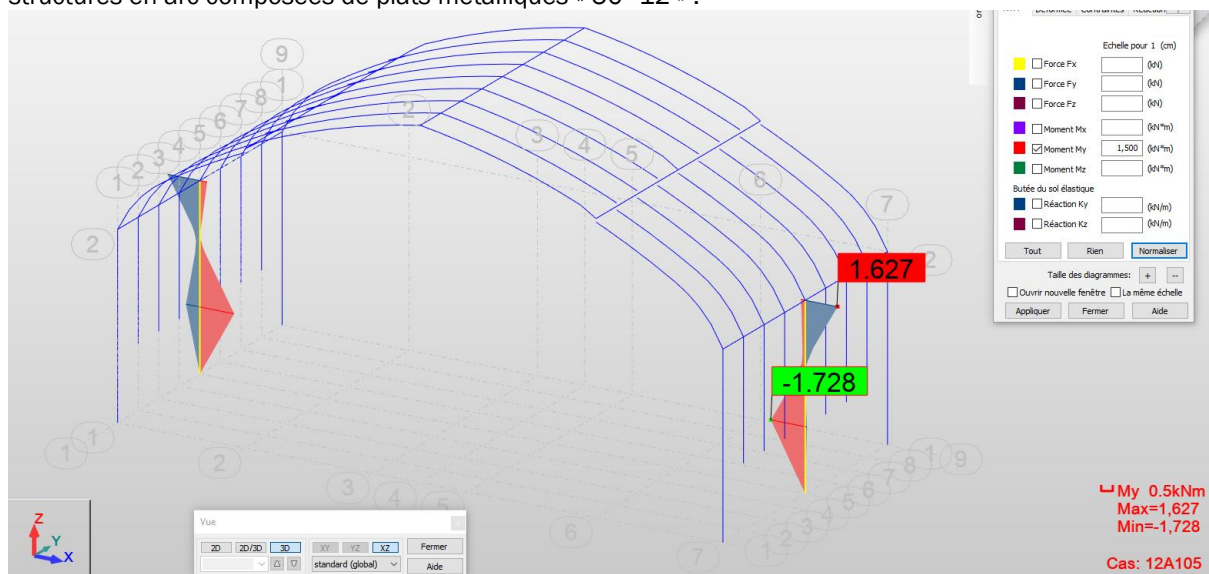
Effort résistant :

- $M_{Rd,el} = 5 \times 10^{-6} \times 220000 \approx 1.100 \text{ kN.m}$

Vérification de résistance :

- $M_{Ed} = 1.618 \text{ kN.m} > M_{Rd,el} = 1.100 \text{ kN.m}$ (vérification non satisfaisante - ratio = 1.48)

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les portions verticales des structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



Vérification de résistance :

- $M_{Ed} = 1.728 \text{ kN.m} > M_{Rd,el} = 1.100 \text{ kN.m}$ (vérification non satisfaisante - ratio = 1.58)

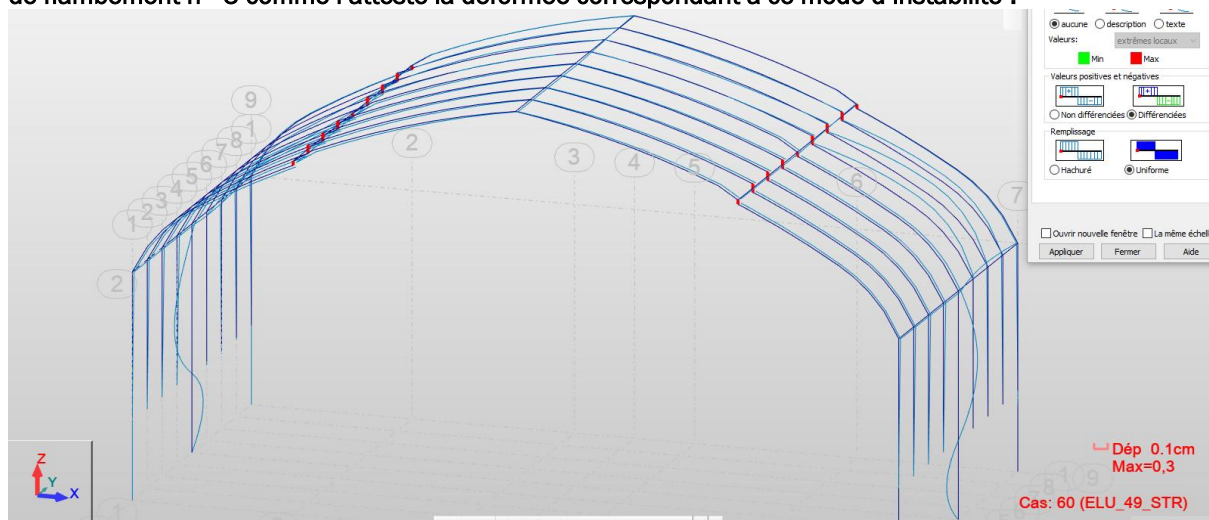
Nous observons un dépassement significatif de moment résistant sur les portions de profilés rectangulaires 50×12 situées :

- En toiture basse ;
- En partie verticale ;

Et ce, alors même que les phénomènes de flambement devraient être cumulés à l'effet de la flexion (flambement autour de l'axe de forte inertie des profilés métalliques en toiture basse et flambement autour de l'axe de faible inertie des profilés métalliques verticaux).

Nous examinons ci-dessous les phénomènes de flambement pour anticiper leur prépondérance ou non dans le dimensionnement des confortements. Ces phénomènes sont étudiés de manière numérique (analyse de flambement sous ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PRO) pour la combinaison qui génère le plus d'efforts normaux dans les arc : $\{ 1.35 \times G + 1.50 \times Q_h \}$.

Flambement autour de l'axe de faible inertie des portions verticales des plats rectangulaires 50×12 : mode de flambement n° 5 comme l'atteste la déformée correspondant à ce mode d'instabilité :



	N _{cr} kN	Lambda _m	Phi	Kal		N _{Ed} kN	N _{Ed} / N _{Rd,flambement}	
36/ 60/ 7	50.14	1.623	2.165	0.276	36/ orig. (210)/ 60	5.694	0.16	
187/ 175/ 60	50.14	1.663	2.178	0.276	37/ orig. (211)/ 60	5.678	0.15	
186/ 60/ 7	49.72	1.629	2.178	0.276	186/ orig. (210)/ 60	5.661	0.16	
187/ 60/ 7	49.72	1.629	2.178	0.276	187/ orig. (211)/ 60	5.661	0.16	
Barré/Nœuds/ Ces	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]		
36/ 210/ 60	5.66	0.02	3.20	0.00	-1.67	0.01		
36/ 402/ 60	5.69	0.02	3.20	0.00	0.00	0.00		
37/ 211/ 60	5.66	-0.02	3.20	0.00	-1.67	-0.01		
37/ 403/ 60	5.69	0.02	3.20	0.00	0.00	0.00		
186/ 210/ 60	5.66	-0.03	3.31	0.00	-1.67	-0.01		
186/ 175/ 60	5.60	-0.03	3.31	0.00	1.58	0.03		
187/ 211/ 60	5.66	0.03	3.31	0.00	-1.67	0.01		
187/ 193/ 60	5.60	0.03	3.31	0.00	1.58	-0.03		

approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

(6.49)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{mais } \chi \leq 1.0$$

où :

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha' (\chi - 0.2) + \chi^2 \right]$$

$\bar{N} = \frac{A_{f,c}}{\sqrt{N_{c,r}}}$ pour les sections transversales des Classes 1, 2 et 3 ;
 $\bar{N} = \frac{A_{f,c,y}}{\sqrt{N_{c,r}}}$ pour les sections transversales de Classe 4 :

- α est un facteur d'imperfection ;
- $N_{c,r}$ est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

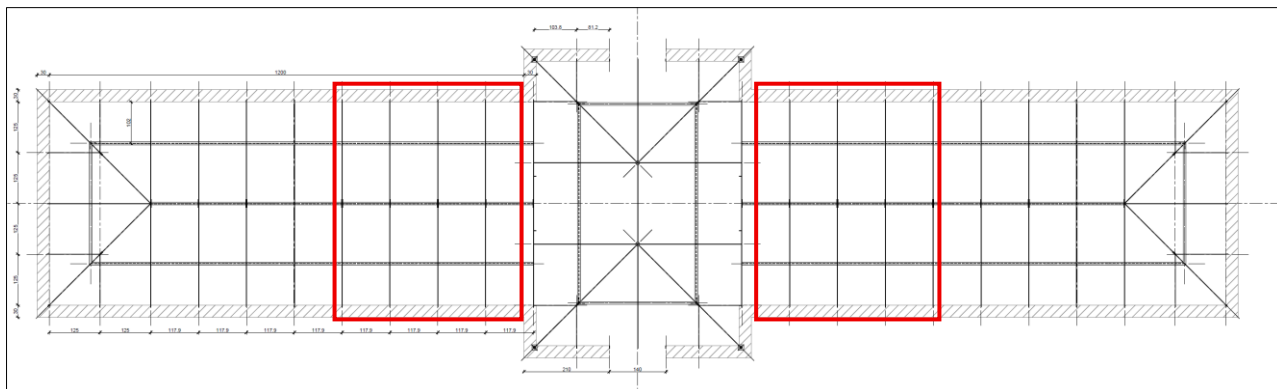
Courbe de flambement	a ₀	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Ner	Lambda ₀	Phi	Kel	Ner	Ned / NRd_flambement	
KN				KN		
36/60 / 7	54.28	1.559	2.049	0.296	36/ ong. (210) / 60	5.594
37/60 / 7	54.28	1.559	2.049	0.296	37/ ong. (211) / 60	5.678
154/60 / 7	30.48	2.081	3.127	0.183	154/ ong. (175) / 60	3.26
155/60 / 7	28.70	2.145	3.276	0.174	155/ ong. (176) / 60	3.06
156/60 / 7	26.72	2.223	3.466	0.163	156/ ong. (177) / 60	2.85
157/60 / 7	24.62	2.315	3.699	0.152	157/ ong. (178) / 60	2.63
158/60 / 7	23.09	2.391	3.895	0.143	158/ ong. (179) / 60	2.48
159/60 / 7	21.97	2.451	4.056	0.137	159/ ong. (180) / 60	2.36
160/60 / 7	20.90	2.513	4.224	0.131	160/ ong. (181) / 60	2.24
161/60 / 7	20.22	2.555	4.341	0.127	161/ ong. (182) / 60	2.15
162/60 / 7	19.70	2.583	4.458	0.124	162/ ong. (184) / 60	2.07
163/60 / 7	19.30	2.605	4.575	0.121	163/ ong. (185) / 60	2.00
164/60 / 7	19.00	2.622	4.688	0.118	164/ ong. (186) / 60	1.94
165/60 / 7	18.75	2.638	4.797	0.116	165/ ong. (187) / 60	1.89
166/60 / 7	18.58	2.654	4.904	0.114	166/ ong. (188) / 60	1.85
167/60 / 7	18.45	2.668	5.008	0.112	167/ ong. (189) / 60	1.82
168/60 / 7	18.35	2.680	5.109	0.110	168/ ong. (190) / 60	1.79
169/60 / 7	18.28	2.691	5.208	0.109	169/ ong. (191) / 60	1.77
170/60 / 7	18.22	2.701	5.305	0.108	170/ ong. (193) / 60	1.75
171/60 / 7	18.17	2.710	5.399	0.107	171/ ong. (194) / 60	1.73
172/60 / 7	18.12	2.719	5.491	0.106	172/ ong. (195) / 60	1.71
173/60 / 7	18.08	2.727	5.581	0.105	173/ ong. (196) / 60	1.69
174/60 / 7	18.04	2.735	5.669	0.104	174/ ong. (197) / 60	1.68
175/60 / 7	18.01	2.742	5.755	0.103	175/ ong. (198) / 60	1.66
176/60 / 7	17.98	2.749	5.839	0.102	176/ ong. (199) / 60	1.65
177/60 / 7	17.95	2.756	5.921	0.101	177/ ong. (200) / 60	1.64
178/60 / 7	17.92	2.763	6.002	0.100	178/ ong. (202) / 60	1.61
179/60 / 7	17.90	2.769	6.081	0.100	179/ ong. (203) / 60	1.60
180/60 / 7	17.88	2.775	6.158	0.099	180/ ong. (204) / 60	1.59
181/60 / 7	17.86	2.781	6.234	0.099	181/ ong. (205) / 60	1.58
182/60 / 7	17.84	2.787	6.308	0.098	182/ ong. (206) / 60	1.57
183/60 / 7	17.82	2.793	6.381	0.098	183/ ong. (207) / 60	1.56
184/60 / 7	17.80	2.799	6.453	0.097	184/ ong. (208) / 60	1.54
185/60 / 7	17.78	2.805	6.524	0.097	185/ ong. (209) / 60	1.52
186/60 / 7	17.76	2.811	6.594	0.096	186/ ong. (210) / 60	1.51
187/60 / 7	17.74	2.817	6.663	0.096	187/ ong. (211) / 60	1.50

Cela signifie que les non-conformités de résistance en flexion mises en évidence ci-dessus sont prépondérantes pour l'examen des conditions de résistance des structures en arc par rapport aux critères de flambement même si bien sûr, ces 2 phénomènes sont cumulatifs.

5.3.5- profilés rectangulaire 50×12 et profilés en « Té » horizontaux - zones contre le palmarium (avec accumulation)

Localisation des zones « courantes » étudiées :



Les profilés en « Té » examinés dans les paragraphes 5.3.1 - , 5.3.2 - et 5.3.3 - prennent appuis sur des profilés en « Té » horizontaux (semelle supérieure 60mm×6mm + âme 10mm × 50mm) disposés :

- En partie basse de la toiture, en tête des façades ;
- Au faîtage de la toiture ;
- Au niveau du décroché de toiture à la jonction entre les toitures basses et hautes.

Ces profilés en « Té » horizontaux sont à leur tour repris par les structures en arc composées de plats métalliques de section 50mm × 12mm.

Pour analyser ces 2 familles de profilés, nous avons modélisés 2 trames des structures des ailes extérieures (qui en comprennent 9 chacune).

Vue de la modélisation :

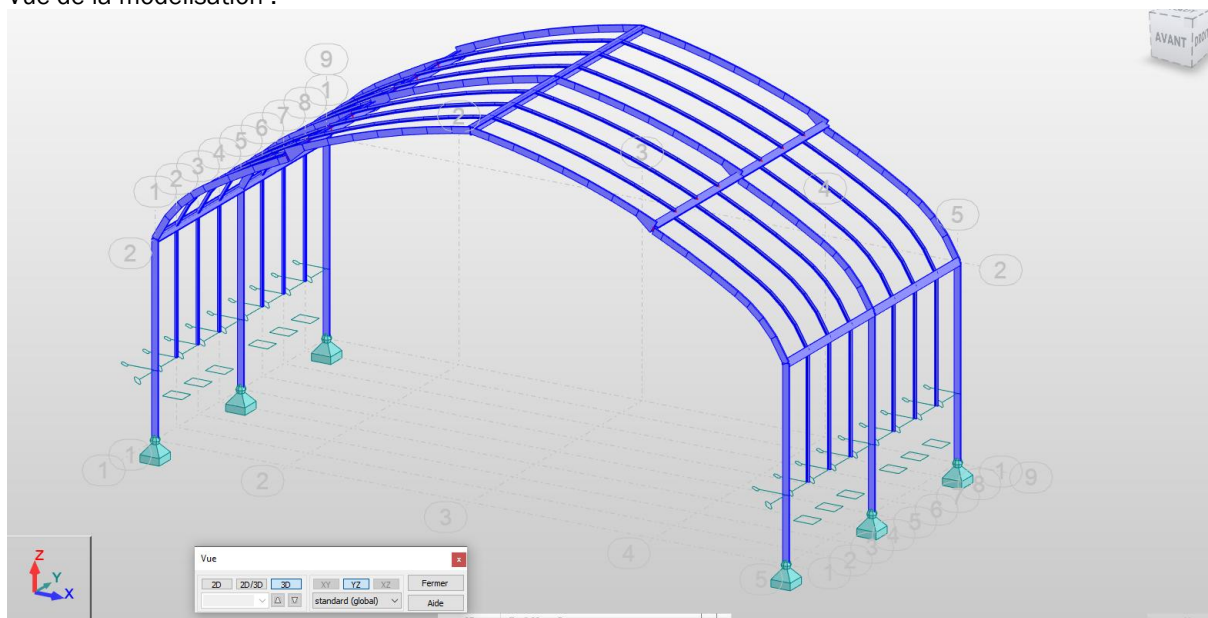
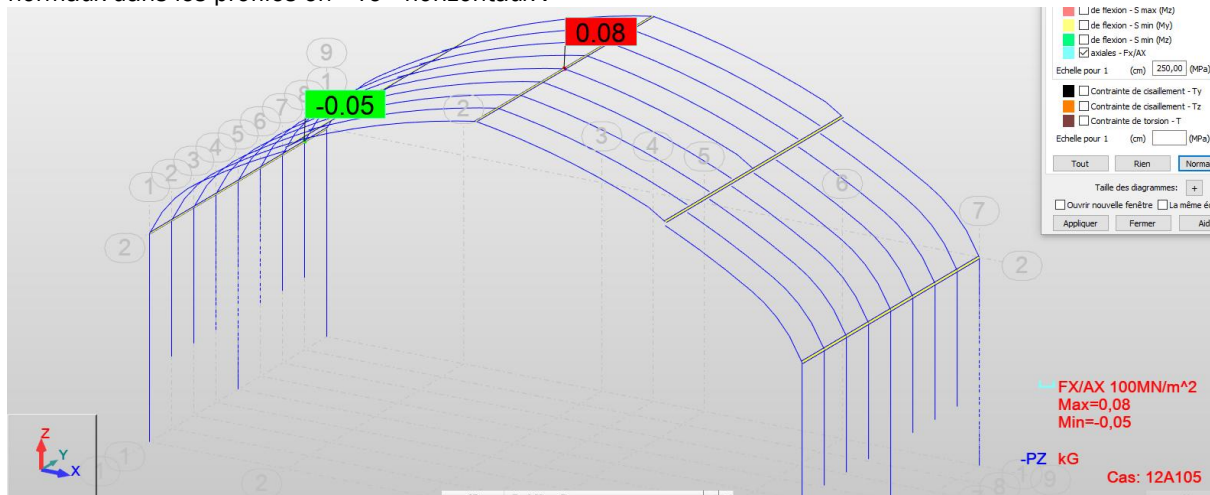
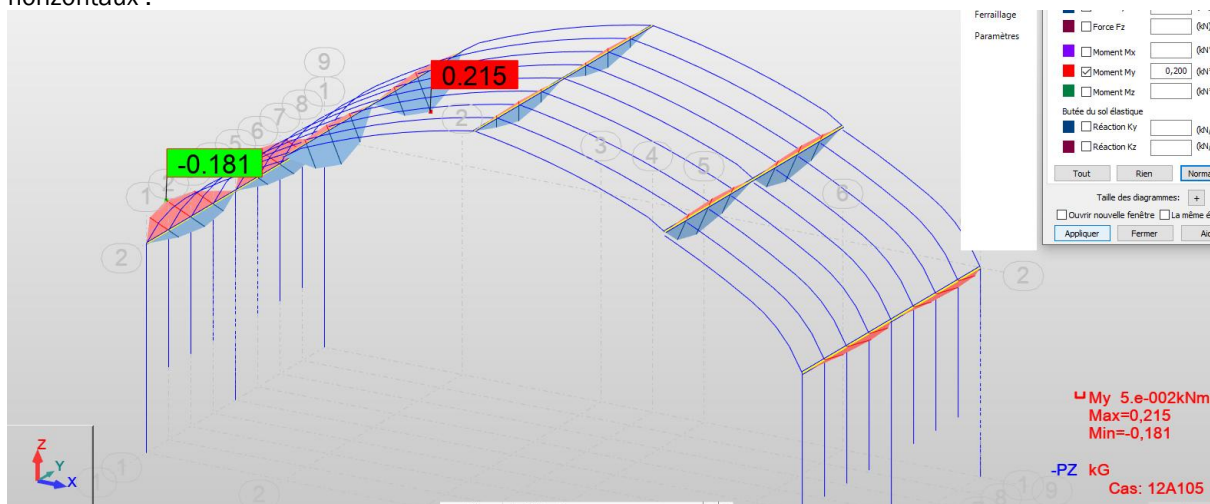


Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des contraintes normales induites par les seuls efforts normaux dans les profilés en « Té » horizontaux :



Les profilés en « Té » horizontaux ne sont pas soumis à des efforts normaux significatifs.

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les profilés en « Té » horizontaux :



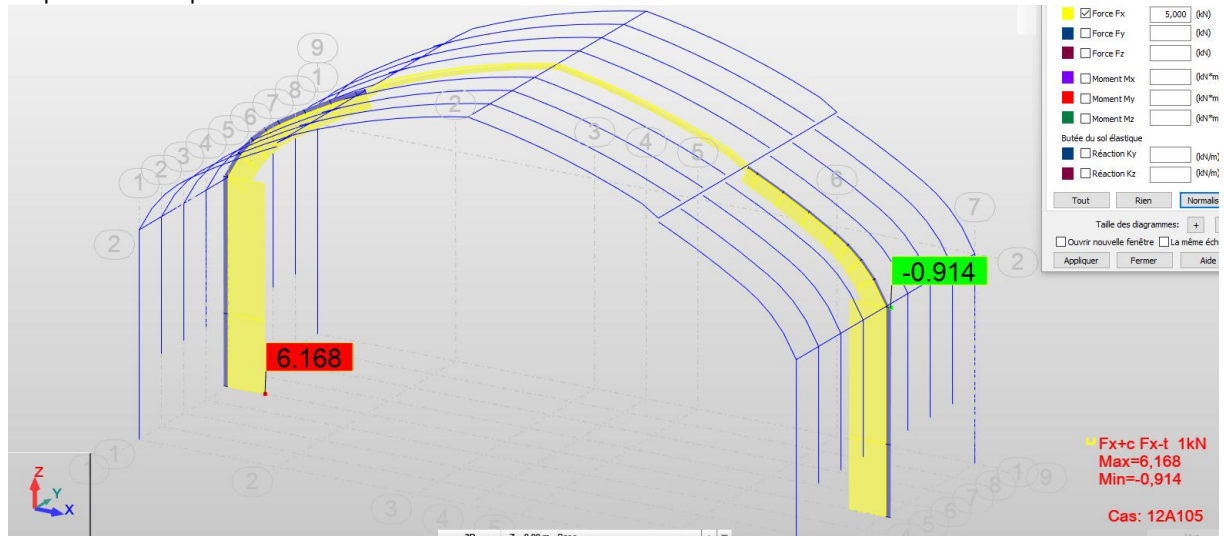
Efforts résistants :

- $M_{Rd,el} = 7.335 \times 10^{-6} \times 220000 \approx 1.613 \text{ kN.m}$

Vérification de résistance :

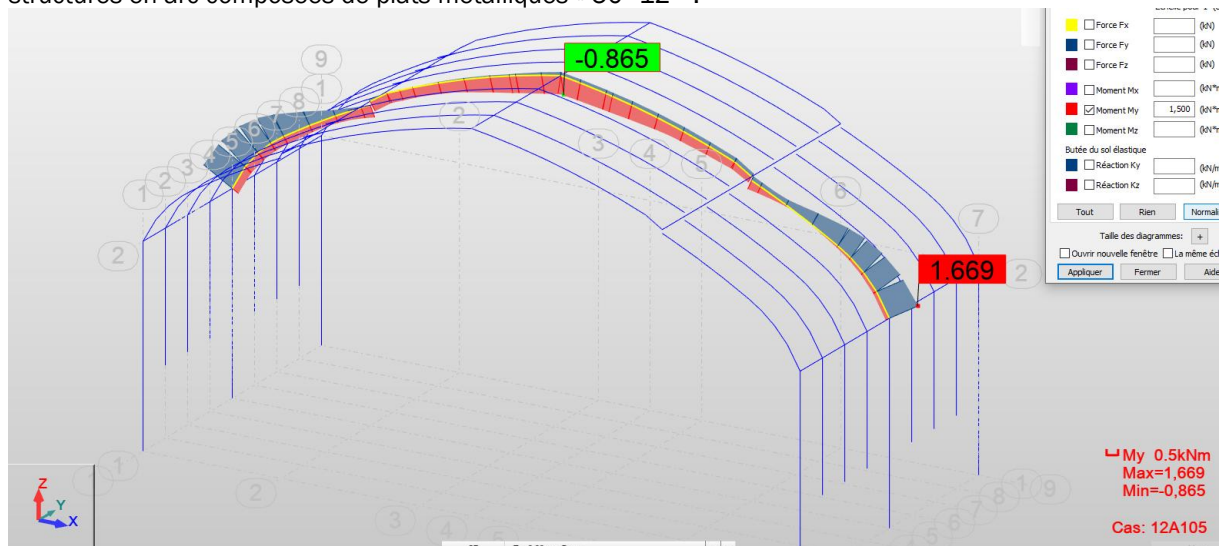
- $M_{Ed} = 0.215 \text{ kN.m} < M_{Rd,el} = 1.613 \text{ kN.m}$ (vérification satisfaisante - ratio = 0.14)

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des efforts normaux dans les structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



Il est à noter que seules les portions verticales de ces structures en arc sont susceptibles d'être concernées par un phénomène d'instabilité élastique autour de l'axe de faible inertie (flambement). Les portions courbes des arcs en toiture sont moisées par les 2 plans de voliges qui assurent un blocage de ces instabilités hors plan.

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les portions courbes des structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



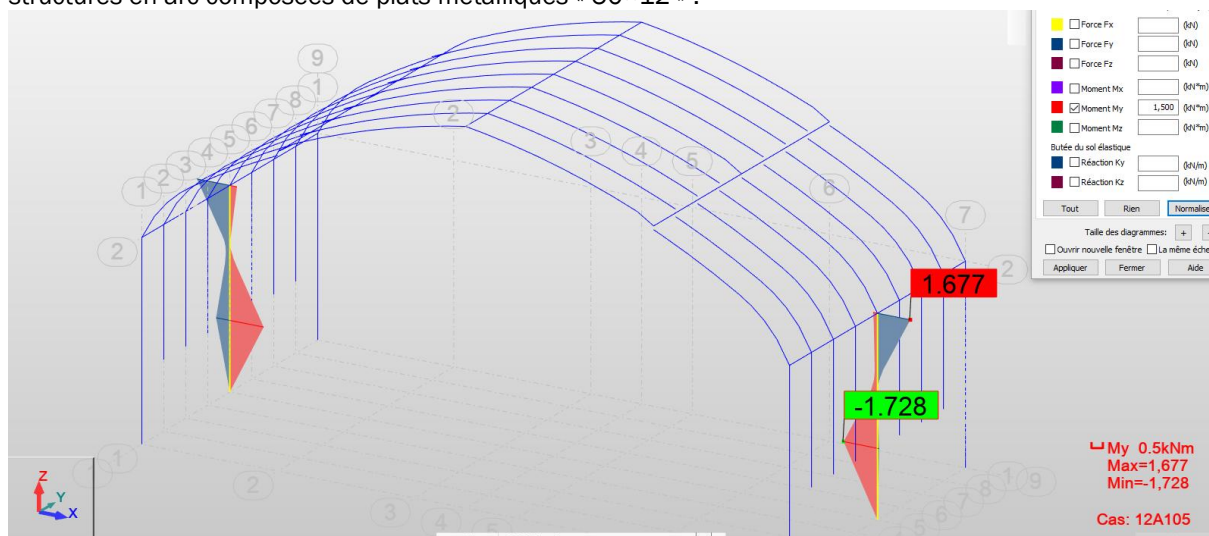
Effort résistant :

- $M_{Rd,el} = 5 \times 10^{-6} \times 220000 \approx 1.100 \text{ kN.m}$

Vérification de résistance :

- $M_{Ed} = 1.669 \text{ kN.m} > M_{Rd,el} = 1.100 \text{ kN.m}$ (vérification non satisfaisante - ratio = 1.52)

Diagramme enveloppe sous combinaisons ELU des moments fléchissants dans les portions verticales des structures en arc composées de plats métalliques « 50×12 » :



Vérification de résistance :

- $M_{Ed} = 1.728 \text{ kN.m} > M_{Rd,el} = 1.100 \text{ kN.m}$ (vérification non satisfaisante - ratio = 1.58)

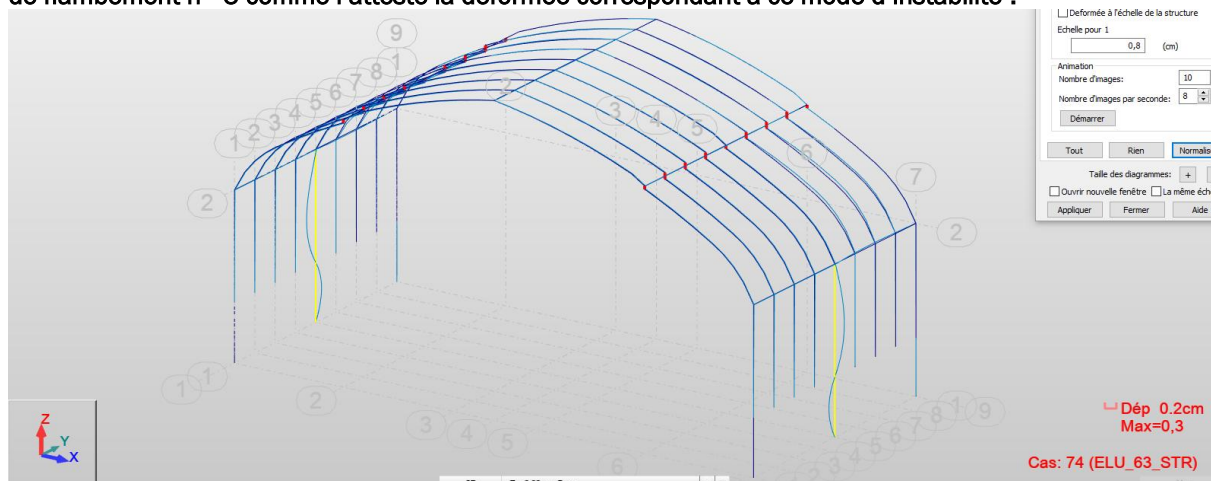
Nous observons un dépassement significatif de moment résistant sur les portions de profilés rectangulaires 50×12 situées :

- En toiture basse ;
- En partie verticale ;

Et ce, alors même que les phénomènes de flambement devraient être cumulés à l'effet de la flexion (flambement autour de l'axe de forte inertie des profilés métalliques en toiture basse et flambement autour de l'axe de faible inertie des profilés métalliques verticaux).

Nous examinons ci-dessous les phénomènes de flambement pour anticiper leur prépondérance ou non dans le dimensionnement des confortements. Ces phénomènes sont étudiés de manière numérique (analyse de flambement sous ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PRO) pour la combinaison qui génère le plus d'efforts normaux dans les arc : $\{ 1.35 \times G + 1.50 \times N_1 + 0.90 \times V_5 \}$.

Flambement autour de l'axe de faible inertie des portions verticales des plats rectangulaires 50×12 : mode de flambement n° 5 comme l'atteste la déformée correspondant à ce mode d'instabilité :



Evaluation du taux de travail des portions verticales des plats 50×12 vis-à-vis du flambement autour de leur axe de faible inertie :

	Nor kN	Lambda _{cr} kN	Phi	Kal	NEd kN	NEd / NRd _{flambement}	NEd / Nor
36/ 60/ 7	50.13	1.623	2.165	0.278	36/ orig. (210)/ 60	5.942	0.16
37/ 60/ 7	50.13	1.623	2.165	0.278	37/ orig. (211)/ 60	5.942	0.16
186/ 60/ 7	49.73	1.629	2.177	0.276	186/ orig. (210)/ 60	5.909	0.16
187/ 60/ 7	49.73	1.629	2.177	0.276	187/ orig. (211)/ 60	5.909	0.16

Borne/Noeud/ Cis	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
36/ 210/ 60	5.91	0.02	3.13	0.00	-1.63	0.01
36/ 402/ 60	5.94	0.02	3.13	0.00	0.00	0.00
37/ 211/ 60	5.91	0.02	3.13	0.00	-1.63	0.01
37/ 403/ 60	5.94	0.02	3.13	0.00	0.00	0.00
186/ 210/ 60	5.91	-0.04	3.33	0.00	-1.63	-0.01
186/ 175/ 60	5.85	-0.04	3.26	0.00	1.60	0.03
187/ 211/ 60	5.91	0.04	3.33	0.00	-1.63	0.01
187/ 193/ 60	5.85	0.04	3.26	0.00	1.60	-0.03

approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda}} \text{ mais } \chi \leq 1.0 \quad \dots (6.49)$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \text{ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;}$$

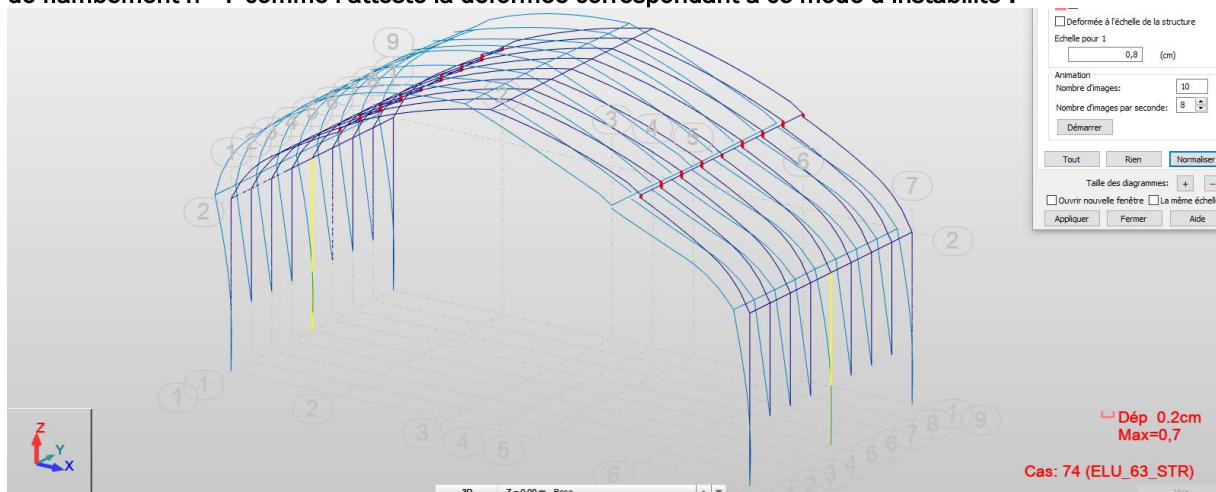
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \text{ pour les sections transversales de Classe 4 ;}$$

- α est un facteur d'imperfection ;
- N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Flambement autour de l'axe de forte inertie des portions verticales des plats rectangulaires 50×12 : mode de flambement n° 7 comme l'atteste la déformée correspondant à ce mode d'instabilité :



Evaluation du taux de travail des portions verticales des plats 50×12 vis-à-vis du flambement autour de leur axe de forte inertie :

	Nor kN	Lambda _{cr} kN	Phi	Kal	NEd kN	NEd / NRd _{flambement}	NEd / Nor
36/ 60/ 7	55.27	1.545	2.024	0.300	36/ orig. (210)/ 60	5.942	0.15
37/ 60/ 7	55.27	1.545	2.024	0.300	37/ orig. (211)/ 60	5.942	0.16
154/ 60/ 7	28.31	2.159	3.311	0.172	154/ orig. (175)/ 60	3.07	0.14
155/ 60/ 7	26.29	2.241	3.511	0.161	155/ orig. (176)/ 60	2.85	0.13
156/ 60/ 7	24.09	2.341	3.765	0.149	156/ orig. (177)/ 60	2.61	0.13
157/ 60/ 7	21.82	2.459	4.078	0.136	157/ orig. (178)/ 60	2.36	0.13
158/ 60/ 7	20.17	2.558	4.350	0.127	158/ orig. (179)/ 60	2.20	0.13
159/ 60/ 7	18.95	2.640	4.581	0.120	159/ orig. (180)/ 60	2.06	0.13
160/ 60/ 7	17.84	2.720	4.818	0.114	160/ orig. (181)/ 60	1.94	0.13
161/ 60/ 7	17.14	2.775	4.981	0.110	161/ orig. (182)/ 60	1.85	0.13
162/ 60/ 7	8.67	3.901	9.018	0.058	162/ orig. (184)/ 60	0.95	0.12
163/ 60/ 7	7.35	4.238	10.471	0.050	163/ orig. (185)/ 60	0.81	0.12
164/ 60/ 7	6.87	4.382	11.127	0.047	164/ orig. (186)/ 60	0.75	0.12
165/ 60/ 7	6.47	4.515	11.752	0.044	165/ orig. (187)/ 60	0.71	0.12
166/ 60/ 7	6.13	4.640	12.351	0.042	166/ orig. (188)/ 60	0.67	0.12
167/ 60/ 7	6.13	4.640	12.351	0.042	167/ orig. (189)/ 60	0.64	0.11
168/ 60/ 7	5.25	5.015	14.253	0.036	168/ orig. (190)/ 60	0.57	0.12
169/ 60/ 7	5.13	5.074	14.567	0.035	169/ orig. (191)/ 60	0.56	0.12
170/ 60/ 7	28.31	2.159	3.311	0.172	170/ orig. (193)/ 60	3.07	0.14
171/ 60/ 7	26.29	2.241	3.511	0.161	171/ orig. (194)/ 60	2.85	0.13
172/ 60/ 7	24.09	2.341	3.765	0.149	172/ orig. (195)/ 60	2.61	0.13
173/ 60/ 7	21.82	2.459	4.078	0.136	173/ orig. (196)/ 60	2.36	0.13
174/ 60/ 7	20.17	2.558	4.350	0.127	174/ orig. (197)/ 60	2.20	0.13
175/ 60/ 7	18.95	2.640	4.581	0.120	175/ orig. (198)/ 60	2.06	0.13
176/ 60/ 7	17.84	2.720	4.818	0.114	176/ orig. (199)/ 60	1.94	0.13
177/ 60/ 7	17.14	2.775	4.981	0.110	177/ orig. (200)/ 60	1.85	0.13
178/ 60/ 7	8.67	3.901	9.018	0.058	178/ orig. (202)/ 60	0.95	0.12
179/ 60/ 7	7.35	4.238	10.471	0.050	179/ orig. (203)/ 60	0.81	0.12
180/ 60/ 7	6.87	4.382	11.127	0.047	180/ orig. (204)/ 60	0.75	0.12
181/ 60/ 7	6.47	4.515	11.752	0.044	181/ orig. (205)/ 60	0.71	0.12
182/ 60/ 7	6.13	4.640	12.351	0.042	182/ orig. (206)/ 60	0.67	0.12
183/ 60/ 7	6.13	4.640	12.351	0.042	183/ orig. (207)/ 60	0.64	0.11
184/ 60/ 7	5.25	5.015	14.253	0.036	184/ orig. (208)/ 60	0.57	0.12
185/ 60/ 7	5.13	5.074	14.567	0.035	185/ orig. (209)/ 60	0.56	0.12
186/ 60/ 7	54.83	1.552	2.035	0.298	186/ orig. (210)/ 60	5.91	0.16
187/ 60/ 7	54.83	1.552	2.035	0.298	187/ orig. (211)/ 60	5.91	0.16

approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda}} \text{ mais } \chi \leq 1.0 \quad \dots (6.49)$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \text{ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \text{ pour les sections transversales de Classe 4 ;}$$

- α est un facteur d'imperfection ;
- N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Quelque-soit le mode de flambement examiné pour la combinaison réglementaire développant les efforts normaux les plus importants (autour des axes de faible ou forte inertie), le taux de travail maximal évalué vis-à-vis des seuls efforts normaux est égal à : 0.16 soit bien inférieur à 1.00.

Cela signifie que les non-conformités de résistance en flexion mises en évidence ci-dessus sont prépondérantes pour l'examen des conditions de résistance des structures en arc par rapport aux critères de flambement même si bien sûr, ces 2 phénomènes sont cumulatifs.

5.3.6- besoins de confortement

Les besoins de confortements que nous avons identifiés au stade des études de conception concernent les portions verticales et les portions courbes de la toiture basse des structures en arcs disposées tous les 1.20m environ.

Pour pallier à ce défaut de résistance, nous avons étudié 2 solutions de confortement :

- **Solution de base** (pour respecter le fonctionnement structurel actuel) :
 - Moisages des portions d'arcs à conforter (parties verticales + parties courbes au droit de la toiture basse) par 2 plats métalliques (boulonnées au travers des plats existants), réalisés dans le cadre des « re-scelllements » de ces structures dans les maçonneries (découpe soignée de la maçonnerie, ferrailage des réservations et coulage d'un béton de clavetage) ;
 - Mise en place d'une palée de stabilité, en croix de contreventement (avec 2 câbles par exemple) ou avec une seule diagonale, à disposer dans toutes les parois verticales à raison d'une palée par façade soit au total entre 6 et 8 palées.

Illustration des travaux de confortement (solution de base) :

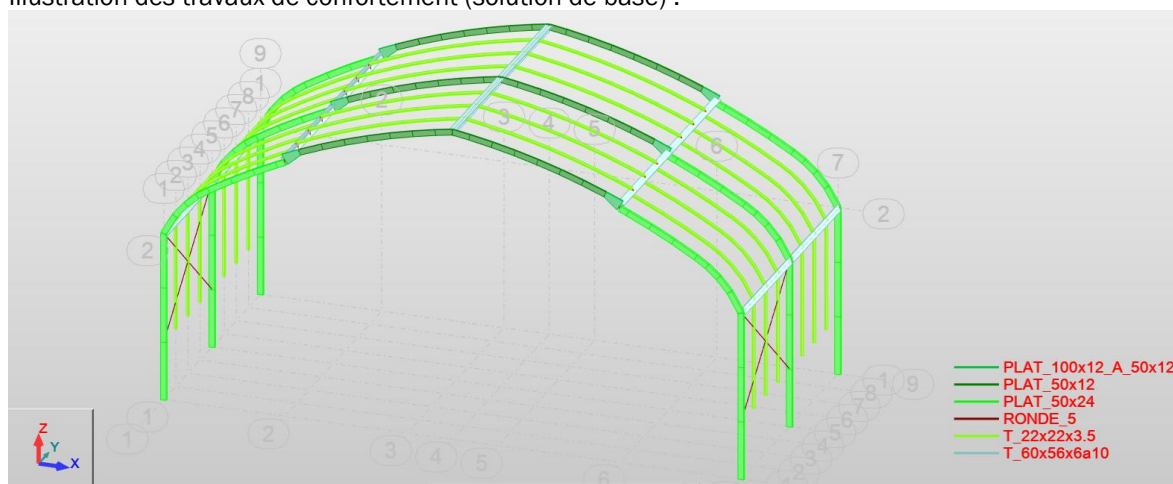
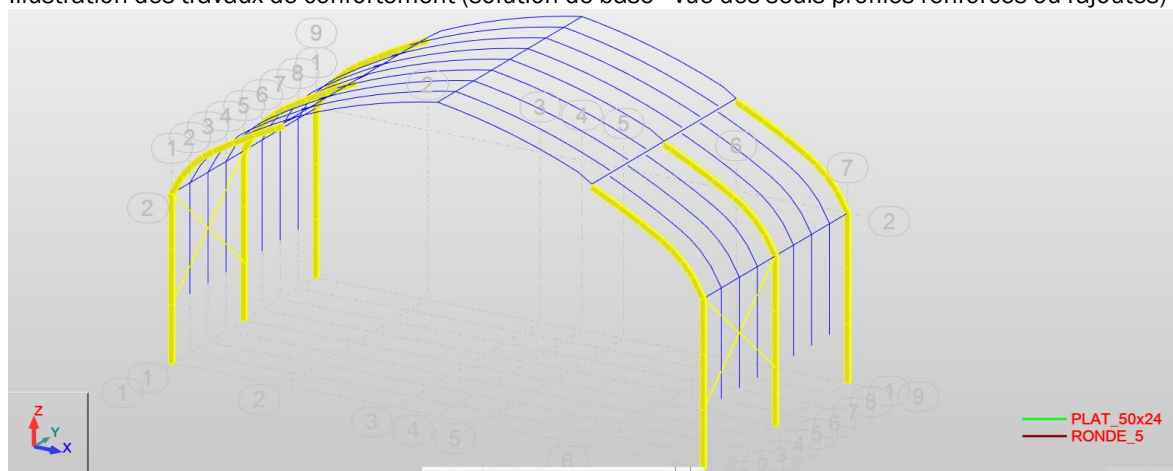


Illustration des travaux de confortement (solution de base - vue des seuls profilés renforcés ou rajoutés) :



- **Solution variante** (induisant une modification du fonctionnement structurel actuel) :

- Mise en place de tirant métalliques horizontaux à 2.20m de hauteur environ ;
- Moisages des portions d'arcs à conforter (parties verticales uniquement) par 2 plats métalliques (boulonnées au travers des plats existants), réalisés dans le cadre des « re-scelllements » de ces structures dans les maçonneries (découpe soignée de la maçonnerie, ferrailage des réservations et coulage d'un béton de clavetage) ;
- Mise en place d'une palée de stabilité, en croix de contreventement (avec 2 câbles par exemple) ou avec une seule diagonale, à disposer dans toutes les parois verticales à raison d'une palée par façade soit au total entre 6 et 8 palées.

Illustration des travaux de confortement (solution de base) :

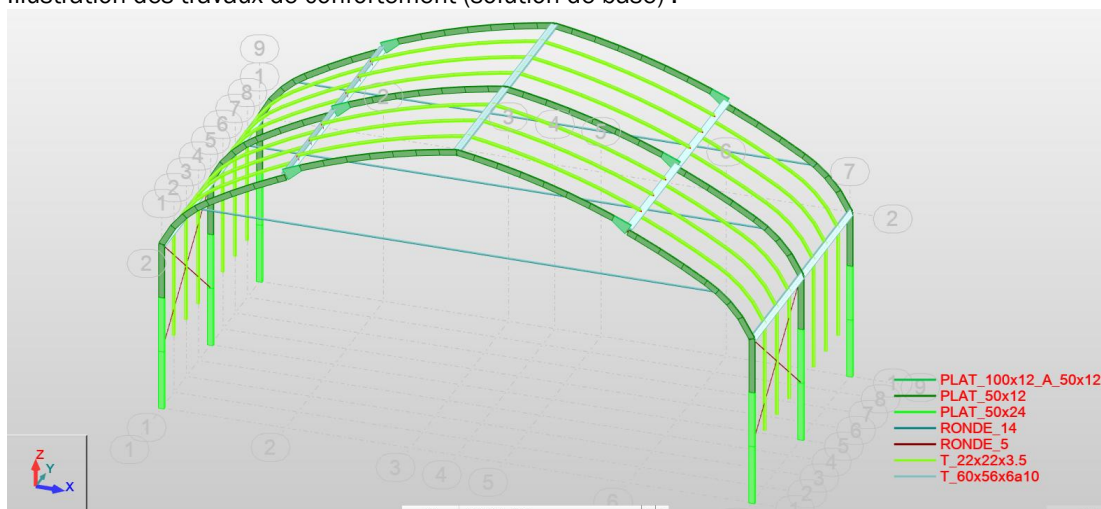
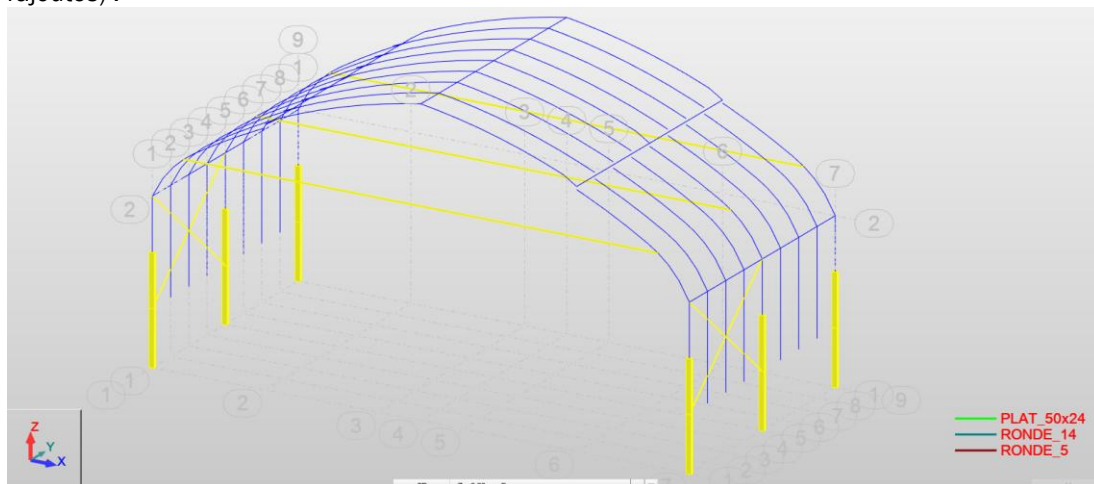


Illustration des travaux de confortement (solution de base - vue des seuls profilés renforcés ou rajoutés) :



Cette solution variante est maintenue dans la note à titre informatif sachant que cette dernière n'a pas été retenue dans la décision de validation de la phase APD.

5.3.7- prédimensionnement des besoins de confortement (solution de base)

Nous rappelons que les besoins de confortement des portions inférieures des arcs sont dus essentiellement à un défaut de résistance en flexion de ces profilés.

Ce défaut de résistance en flexion est d'autant plus important qu'il y a lieu de tenir compte également, de manière concomitante, d'un risque de flambement :

- Des portions verticales en pied des arcs, en façade, autour de leur axe de faible inertie ;
- Des portions courbes des arcs, en toiture, autour de leur axe de forte inertie ;

Moyennant les vérifications réglementaires suivantes :

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots (6.61)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots (6.62)$$

Dans notre cas, les moments de flexion secondaire sont nuls ($M_{z,Ed} = 0$ kN.m) et les phénomènes de déversement sont bloqués par la présence des couches de voliges qui jouent un rôle de diaphragme prenant appui horizontalement sur les palées de stabilité ajoutées ($\chi_{LT} = 1$).

Nous évaluons ci-dessous les ordres de grandeurs des facteurs d'interaction « k_{yy} » et « k_{zy} » pour évaluer les sections des profilés de confortement en nous référant à l'annexe A de l'EC3-1-1, sachant qu'en l'absence de capacité de plastification, nous sommes en présence de sections de classe 3. :

Méthode 1 : facteurs d'interaction k_{ij} pour la formule d'interaction donnée en 6.3.3 (4)

Facteurs d'interaction	hypothèses de calcul	
	Propriétés élastiques de sections	Propriétés plastiques de sections
	Classe 3, Classe 4	Classe 1, Classe 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$

Nous utilisons la modélisation réalisée pour les vérifications du paragraphe 5.3.5 - qui sont celles présentant les dépassements réglementaires les plus importants (du fait du risque d'accumulation de neige contre le palmarium).

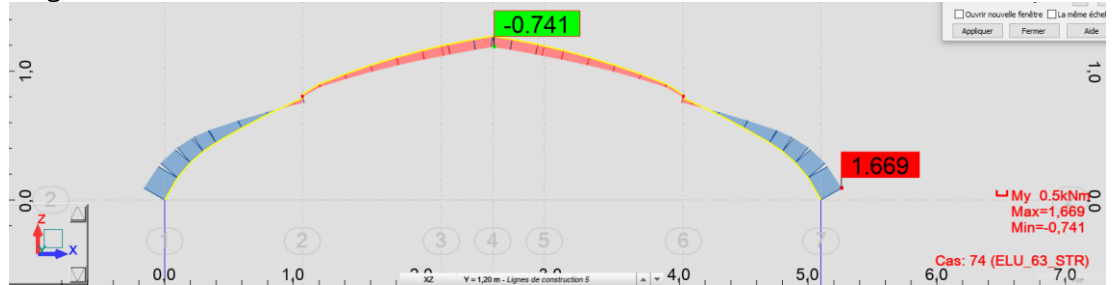
Pas de phénomène de déversement :

- $C_{mLT} = 1.0$
- $C_{my} = C_{my,0}$

Coefficients « C_{my} » :

- Flambement des portions en toiture des arcs autour de leur axe de forte inertie :

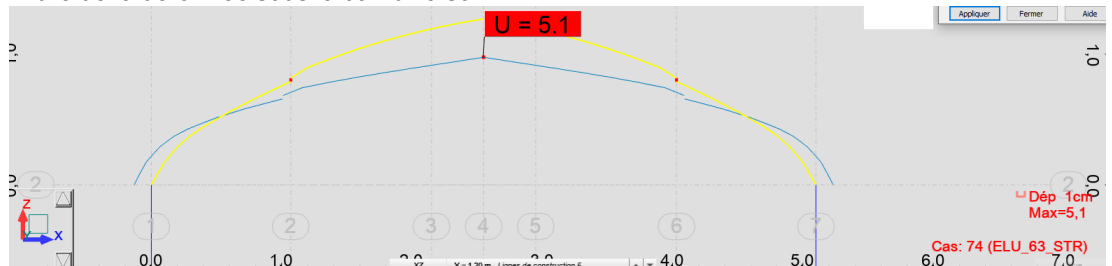
- Diagramme de moment fléchissant sous combinaison 74 :



- Tableau A.2 de l'EC3-1-1 correspondant :

Diagramme de moment	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 E I_y \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ est le moment maximal $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ obtenu par une analyse au premier ordre δ_x est la flèche maximale locale le long de la barre

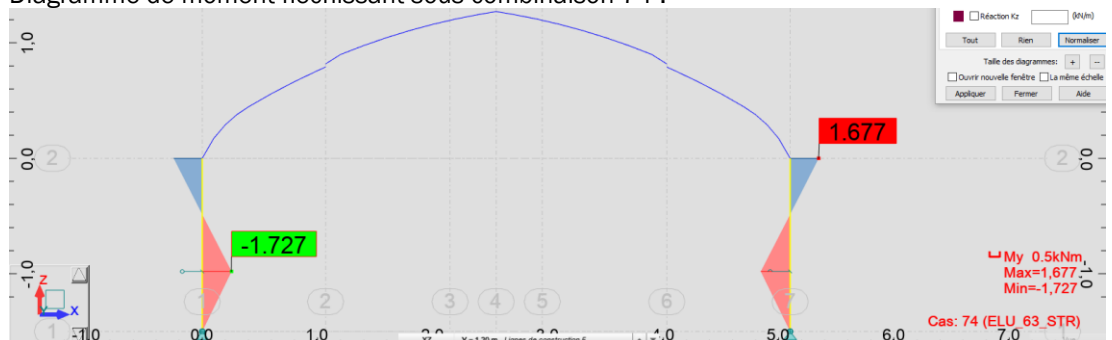
- Allure de la déformée sous la combinaison 74 :



- $C_{my_FORTE_INERTIE} = 1 + [(\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 0,012 \times 0,050^3 / (12 \times 0,051)) / (5,82^2 \times 1,669) - 1] \times 0,108$
 $C_{my_FORTE_INERTIE} \approx 0,917$

- Flambement des portions en façade des arcs autour de leur axe de faible inertie :

- Diagramme de moment fléchissant sous combinaison 74 :



- Tableau A.2 de l'EC3-1-1 correspondant :

Diagramme de moment	$C_{mi,0}$
$-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

$$C_{my_FAIBLE_INERTIE} = 0,79 + 0,21 \times (-0,97) + 0,36 \times (-0,97 - 0,33) \times 0,119 \approx 0,530$$



Coefficients « μ_y » et « μ_z » :

$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$
--	--

- Flambement des portions en toiture des arcs autour de leur axe de forte inertie :
 - $\mu_y = (1 - 0.108) / (1 - 0.090 \times 0.108) \approx 0.901$
- Flambement des portions en façade des arcs autour de leur axe de faible inertie :
 - $\mu_z = (1 - 0.119) / (1 - 0.277 \times 0.119) = 0.911$

Facteurs d'interactions :

- Flambement des portions en toiture des arcs autour de leur axe de forte inertie :
 - $k_{yy} = 0.917 \times 1.0 \times 0.901 / (1 - 0.108) = 0.926$
- Flambement des portions en façade des arcs autour de leur axe de faible inertie :
 - $k_{zy} = 0.530 \times 1.0 \times 0.911 / (1 - 0.108) = 0.535$

Les termes de flambement des équations (6.61) et (6.62) données ci-dessus ont été évalués dans les paragraphes 5.3.4 - et 5.3.5 - à une valeur maximale de 0.16.

Les module de résistance élastiques ($W_e = b \cdot h^2 / 6$ pour des sections rectangulaires) des profilés de confortement doivent donc permettre de vérifier les 4 équations suivantes :

- (6.65) : $0.16 + 0.926 \times 1.669 / (W_e \times 220000) \leq 1.0$ soit : $W_e \geq 8.37 \text{ cm}^3$
- (6.66) : $0.16 + 0.535 \times 1.727 / (W_e \times 220000) \leq 1.0$ soit : $W_e \geq 5.00 \text{ cm}^3$
- $1.669 / (W_e \times 220000) \leq 1.0$ soit : $W_e \geq 7.59 \text{ cm}^3$
- $1.727 / (W_e \times 220000) \leq 1.0$ soit : $W_e \geq 7.85 \text{ cm}^3$

Nous prévoyons de moiser les profilés existants (50×12) avec des profilés de hauteur de section équivalente (50mm). L'épaisseur minimale des profilés de confortement « b » doit donc être telle que :

$$(1.2 + 2 \times b) \times 5^2 / 6 \geq 8.37 \text{ soit : } b \geq 0.41 \text{ cm}$$

Nous retiendrons des plats de dimensions 50×6 disposés de part et d'autre des profilés existants 50×12.

5.3.8- analyse de l'endommagement du poteau par ginger

L'endommagement du poteau est détaillé dans le paragraphe 4.3 - .

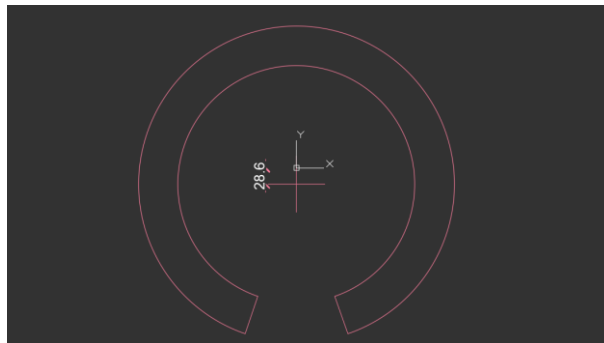
La section initiale résistante du poteau endommagé est une section creuse circulaire présentant :

- Un diamètre intérieur égal à 42mm ;
- Un diamètre extérieur égal à $42 + 2 \times 7 = 56\text{mm}$;

Soit une section présentant les caractéristiques suivantes :

- Une section d'aire : $A_0 = 1078 \text{ mm}^2$
- Un moment d'inertie égale à : $I_0 = 330\,005 \text{ mm}^4$

En supprimant la portion de poteau découpée par GINGER, il y a lieu de considérer la section transversale suivante localement :



Qui présente :

- Un excentrement de son centre de gravité de 28.6mm par rapport à la section non-endommagée ;
- Une aire de section réduite : $A_{\text{red}} = 964 \text{ mm}^2 = 89.4\% \times A_0$
- Un moment d'inertie réduit autour de l'axe X : $I_{\text{red},x} = 254\,910 \text{ mm}^4 \approx 77.2\% \times I_0$
- Un moment d'inertie réduit autour de l'axe Y : $I_{\text{red},y} = 327\,005 \text{ mm}^4 \approx 99.2\% \times I_0$

Pour connaître l'impact de cet endommagement vis-à-vis du phénomène de flambement, nous allons comparer la charge critique d'Euler du poteau avec et sans endommagement.

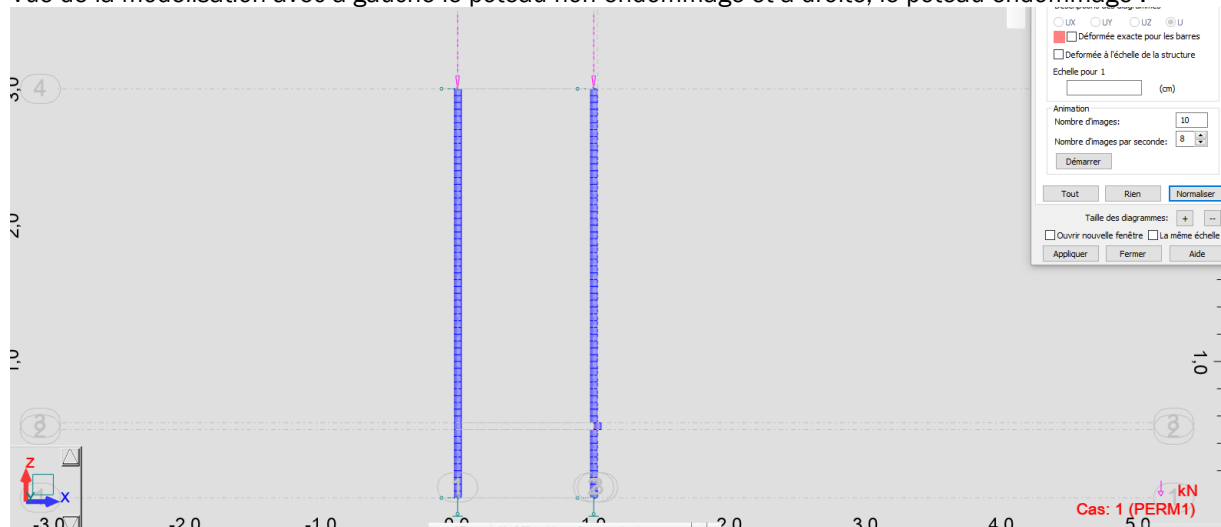
L'endommagement sera modélisé comme un tronçon de poteau de 5cm de longueur présentant :

- Une aire égale à : $A_{\text{tronçon_fictif}} = 964 \text{ mm}^2$
- Un moment d'inertie : $I_{\text{tronçon_fictif}} = 254\,910 \text{ mm}^4$

Cela correspond à un tronçon présentant une section circulaire creuse avec :

- Un diamètre extérieur égal à 52.24mm ;
- Une épaisseur égale à : 6.74mm ;
- Un décalage de centre de gravité égal à : 28.6mm.

Vue de la modélisation avec à gauche le poteau non-endommagé et à droite, le poteau endommagé :





Résultats :

- Effort normal critique de flambement du poteau non-endommagé : $N_{cr0} = 76.00 \text{ kN}$
- Effort normal critique de flambement du poteau endommagé : $N_{cr\text{red}} = 75.76 \text{ kN} \approx N_{cr0}$

Par conséquent, nous pouvons en déduire que l'endommagement causé par le sondage de GINGER n'altère effectivement pas de manière significative la capacité résistante du poteau, y compris en tenant compte du phénomène de flambement.

5.3.9- compatibilité des travaux avec estimation financière

L'estimation financière des travaux structurels de la phase PRO reste identique à celle de la phase APD et ce, en dépit des préconisations d'ancrage des fondations de FONDASOL qui sont plus contraignantes que celles que nous avons retenues en hypothèses (0.80m d'encastrement des fondations préconisés par FONDASOL contre 0.50m pris en compte par nos soins en phase APD).

Ce point a été compensé par une optimisation de la surface des semelles de fondations qui permet de rester à un volume quasi-constant de fondations entre les phases APD et PRO.



6 - réponses aux observations du contrôleur technique

Nous détaillons ci-dessous les réponses aux observations techniques nous concernant :

Diagnostic	S	N°03 - 1	Lors de la visite préalable, il a été constaté l'état apparent des maçonneries et des profilés métalliques. Présence de fissures sur les soubassements au niveau des scellements des profilés verticaux. Quelques profilés sont dégradés (corrosion feuilletante notamment). Le diagnostic exhaustif des désordres et les procédures de réfection seront à nous transmettre.
------------	---	----------	--

Le diagnostic effectué par nos soins est repris dans la présente note au CHAPITRE 4 - . Concernant les soubassement en maçonneries, nous avons prévu :

- Un décapage complet des maçonneries pour supprimer les portions non adhérentes ;
- Une reprise de tous les scellements des pieds d'arcs métalliques avec la reconstruction de potelets BA 15×15.

Dispositions générales	S	N°02 - 3	Préciser comment est prévu la réalisation du plancher bas des salles de réunion (dallage porté dans les plans STR et l'étude géotechnique mais décrit en dallage sur couche de forme et isolant dans le CCTP VRD).
------------------------	---	----------	--

Le plancher bas est bien prévu en dallage porté avec une isolation en sous-face. Il est possible que le CCTP VRD décrive ces ouvrages de manière analogue à des dallages sur TVC mais ce sont bien des dallages portés qui sont décrits et qui seront réalisés.

Dispositions générales	S	N°01 - 7	La note de justification des profilés du palmarium ne nous a pas été transmise.
------------------------	---	----------	---

Les dispositions de confortement du palmarium ont été extrapolées des dispositions de confortement étudiées au droit des ailes extérieures.

Une extension de mission devrait nous être confiée pour la réalisation des études d'EXE des structures métalliques. Nous produirons une note de calcul exhaustive de tous les travaux de confortement dans le cadre de cette mission en lien avec les méthodologies retenues par l'entreprise qui sera retenue.



7 - conclusion

En conclusion de cette analyse structurelle réalisée en phase DCE concernant la rénovation de cette serre en structure métallique datant de 1895, nous rappelons que :

- Nous avons défini le contexte réglementaire applicable dans le CHAPITRE 2 - et nous nous proposons de vérifier cette structure vis-à-vis de la réglementation actuelle (application des Eurocodes).
- Nous avons détaillé exhaustivement les hypothèses structurelles dans le CHAPITRE 3 - .
- Nous avons effectué un relevé structurel et un état des lieux suite à plusieurs visites (12/05/2025 et 19/05/2025 notamment) formalisé au sein du CHAPITRE 4 - . Suite à ces relevés, des sondages ont été réalisés par GINGER et un poteau a été endommagé à cette occasion (poteau qu'il conviendra de réparer).
- Dans le CHAPITRE 5 - :
 - Nous avons effectué une analyse structurelle portant sur 60% de la serre (ailes extérieures) qui conduit à une insuffisance localisée de résistance des arcs disposés tous les 1.20m environ,
 - En façade (portions verticales des arcs métalliques) ;
 - En partie basse des arcs en toiture.Ces insuffisances ont été identifiées en prenant en compte les préconisations du contrôleur technique à savoir :
 - La prise en compte des seules résistances élastiques des sections (classe 3) ;
 - La possibilité d'accumulation de charge de neige contre les parois du palmarium central ;
 - La charge de neige accidentelle ;
 - Le risque de flambement :
 - Hors plan pour les poteaux verticaux des arcs en façade ;
 - Dans leur plan pour les portions d'arc en toiture.
 - Nous avons défini une solution pour les travaux de confortement à mettre en œuvre (voir détail et illustrations des travaux dans le paragraphe 5.3.6 -) et nous avons évalué les incidences financières par rapport à la phase APD.
- Dans le CHAPITRE 6 - , nous avons répondu aux observations structurelles rédigées par le contrôleur technique dans le cadre de son RICT.

Cette note conclue sur notre analyse menée en phase DCE et sera amenée à être complétée en phase EXE concernant les justifications exhaustives des travaux de confortement des structures métalliques en lien avec les méthodologies retenues par l'entreprise qui sera retenue.



8- annexe n° 1 : synthèse des éléments relevés lors des visites du 12/05/2025 et du 19/05/2025

SYNTHÈSE ÉLÉMENTS RELEVÉS LES 12 ET 19/05/2025 - échelle 1:50 (A3) (sauf indications contraires)

F: chassis fixe
O: chassis courant.

DETAIL 2 ich 1K

Vitrage fixe.

Contrast chess's movement.

- vane sp. 3mm

сепе
8x8.

plot
50x12

Саме тожто.

DETAIL ech. s/n

(D₂')

Ti sur plat

5

tubes
 $\pm \phi 100$ +
 upente

DETAIL D4

Let 28×7

chinese

A hand-drawn diagram of a cell. It consists of a large circle representing the cell membrane. Inside this circle is a smaller circle representing the nucleus. An arrow points downwards towards the nucleus from the top edge of the cell. Another arrow points upwards from the nucleus towards the top edge of the cell. This diagram illustrates the process of osmosis where water moves from an area of higher concentration (outside the cell) to an area of lower concentration (inside the cell, towards the nucleus).

± 140

boy

index!

DETAIL 1
ech. 1/5

Pa. Prod.

P2: Prof

P3 : Prof

P1 : Profile métallique vertical : plat 50×12 (mm) en continuité avec arc métallique.
 P2 : Profile métallique vertical : plat 60×12 (mm) en continuité avec arc métallique.
 P3 : Profile métallique vertical : plat 60×12 (mm) - Hauteur ≈ 3 m.

DETAIL:
voir page suivante.
D3

Poutres fonte
 $\phi_{ext} = 68 \text{ mm}$
profondeur cannelures $\approx 4 \text{ mm}$

Tie
support rev.

↑
pencha
bois
potes métalliques
pencilles.

DETAIL 3 - échelle 1/1

