



GINGER

SGAMI

M. Mathieu REMOLEUX

SGAMI NORD

Rue de Tournai – Cité administrative

59 012 LILLE

ETUDE STRUCTURELLE

SGAMI NORD

Rapport : NBE7. O.0032

mercredi 15 mai 2024




GINGER
CEBTP



Bâtiment A/L10



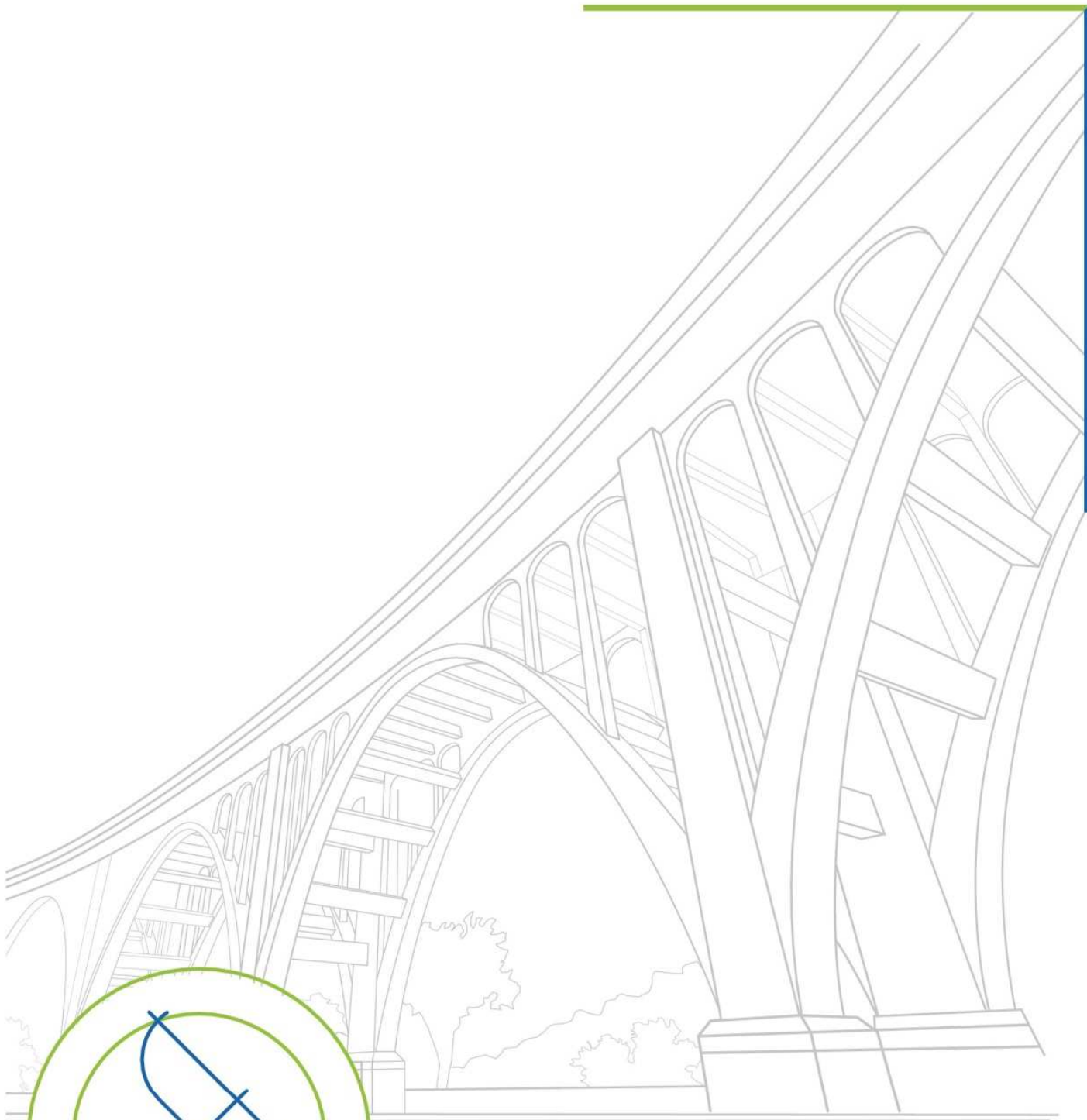
Bâtiment D/L18

ÉTUDE STRUCTURELLE					
SGAMI NORD					
Rue de Rivoli - LILLE					
Dossier : NBE7.O.0256			Contrat : NBE7O.0013		
Date	Intitulé	Rédacteur	Visa	Vérificateur - Approbateur	Visa
11/03/2024	V1 - Charpente	Remi MASSON		Stephan KESTELOOT	
	V1 – Global /Plancher	Fouad BENMIMOUNE			
Ginger CEBTP - Technoparc Futura – Rue de l'université – 62 400 Béthune					

À compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

SOMMAIRE

<u>1</u>	<u>PRESENTATION DU PROJET</u>	<u>4</u>
1.1	INTRODUCTION.....	5
1.2	MISSION DE GINGER CEBTP	5
1.3	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	7
<u>2</u>	<u>ÉTUDE STRUCTURELLE DU BATIMENT D/L1813</u>	
2.1	INSPECTION VISUELLE	14
2.2	CARACTERISATION DU PLANCHER DU RDC	19
2.3	SONDAGES DE RECONNAISSANCE DES ARMATURES	22
2.4	ÉVALUATION DU RISQUE DE CORROSION.....	28
2.5	CALCULS DE CAPACITE PORTANTE.....	31
2.6	ÉTUDE DE POSE D'UNE ITE	40
<u>3</u>	<u>ÉTUDE STRUCTURELLE DU BATIMENT A/L1043</u>	
3.1	INSPECTION VISUELLE	44
3.2	SONDAGES DE RECONNAISSANCE DES ARMATURES	49
3.3	ÉVALUATION DU RISQUE DE CORROSION.....	53
3.4	CAPACITE PORTANTE PLANCHER	55
3.5	CHARPENTE.....	63
<u>4</u>	<u>ETUDE GEOTECHNIQUE.....</u>	<u>93</u>
	<u>CONCLUSION</u>	<u>95</u>
	<u>ANNEXES.....</u>	<u>100</u>



1 Présentation du projet

1.1 INTRODUCTION

À la demande et pour le compte du SGAMI Nord, représenté par Monsieur REMOLEUX, **GINGER CEBTP** a réalisé une mission d'étude structurelle avec le calcul des capacités portantes des planchers sur deux bâtiments D/L18 et A/L10, situés au 130 rue de Rivoli, à Lille.

Ce rapport reprend l'ensemble des résultats obtenus lors de notre mission d'investigations réalisée sur site du 5 au 8 février 2024 et du 03 au 04 avril 2024.

Notre mission est une mission de type M14 selon notre classification jointe en **ANNEXE 1**.

1.2 MISSION DE GINGER CEBTP

1.2.1 Objectifs de la mission

Pour rester conforme à la demande du client et à notre devis n°NBE7.O.0013, la mission du service Diagnostic / Pathologie / Structure de GINGER CEBTP a eu pour objectifs de réaliser une étude structurelle sur deux bâtiments (A/L10 et D/L18) du site SGAMI au 130 rue de Rivoli, à Lille.

1.2.2 Moyens mis en œuvre

Pour mener à bien la mission, les investigations suivantes ont été réalisées :

- Bâtiment A/L10
 - Inspection visuelle intérieure et extérieure du bâtiment ;
 - Auscultation des planchers, des poteaux et poutres au radar de structure pour déterminer la présence d'armatures ;
 - Réalisation de piquetages des poutres et sous-face des planchers afin de déterminer le diamètre des armatures présentes ;
 - Réalisation de piquetages en surface de plancher afin de déterminer les aciers de chapeau ;
 - Calcul de la capacité portante des différents planchers ;
 - Réalisation de percements sur les murs de maçonnerie du niveau 0 afin de déterminer leur composition ;
 - Caractérisation du bardage métallique double peau : sa composition et son état ;
 - Réalisation d'un relevé de la charpente de type Shed ;

- Calcul de la capacité portante de la charpente.

➤ Bâtiment D/L18

- Inspection visuelle intérieure et extérieure du bâtiment ;
- Réalisation de sondages de liaison en façade du bâtiment ;
- Réalisation d'essais d'arrachement au goujon sur les poteaux en façade, afin d'évaluer la possibilité de la pose d'une ITE ;
- Auscultation des planchers, des poteaux et poutres au radar de structure pour déterminer la présence d'armatures ;
- Réalisation de piquetages des poutres, poteaux et sous-face des planchers afin de déterminer le diamètre des armatures présentes ;
- Détermination du type de dalle au RDC et caractérisation du sol support ;
- Calcul de la capacité portante des différents planchers.

1.3 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

1.3.1 Identification

Donneur d'ordres :	M.REMOLEUX
Maitre d'ouvrage :	SGAMI Nord
Nom de l'ouvrage :	SGAMI
Commune :	Lille
Adresse :	130 rue de Rivoli
Date de construction :	-
Date de mise en service :	-

1.3.2 Caractéristiques générales

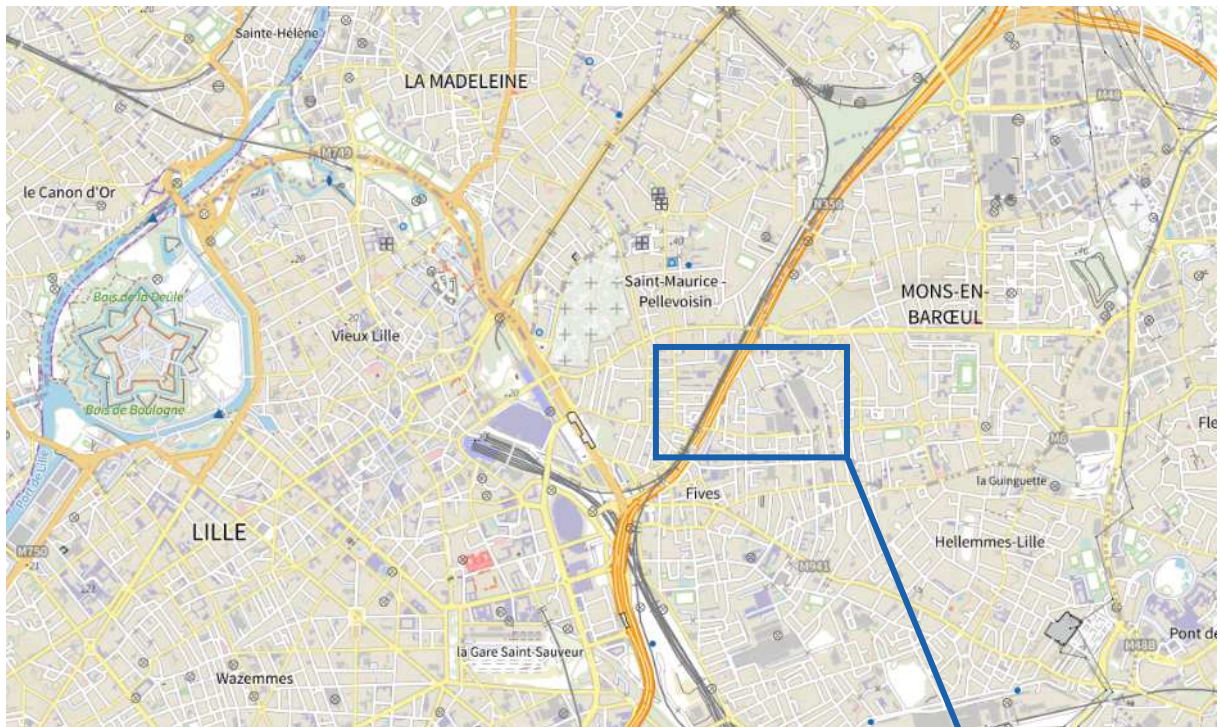
Type de structure :	-
Matériaux :	Maçonnerie brique, béton, bois
Electricité :	Non
Éclairage :	Non
Aménagements extérieurs :	-

1.3.3 Conditions de l'inspection

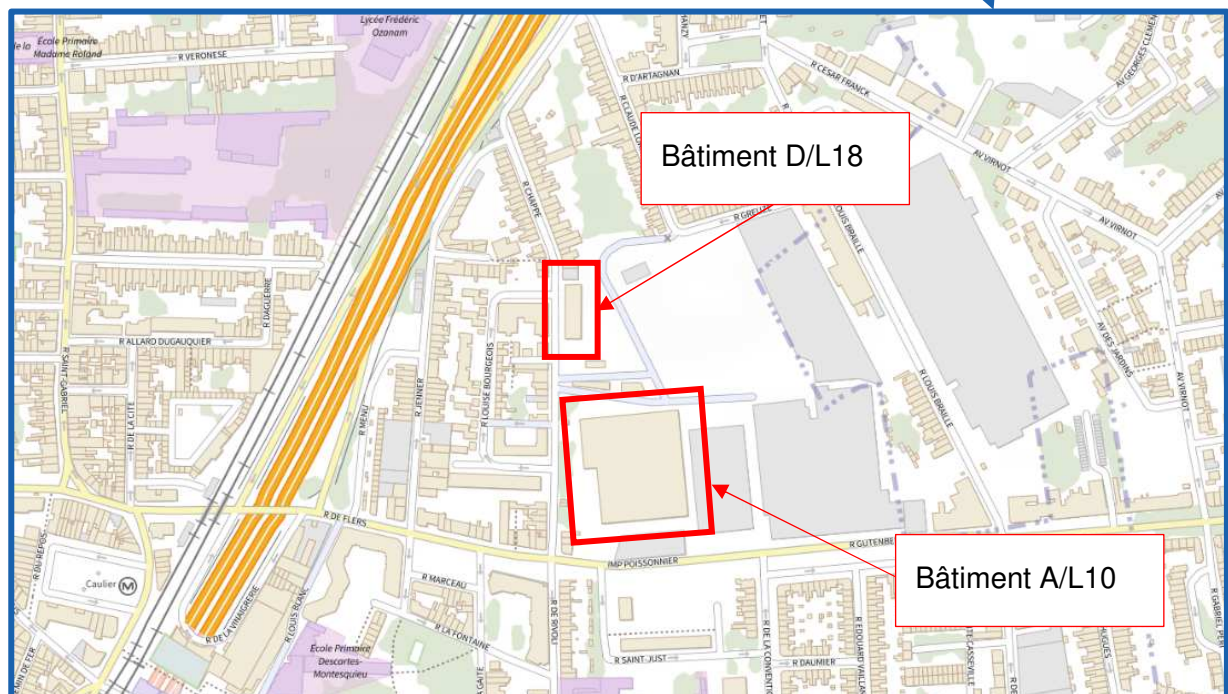
Date de l'inspection :	05 au 08/03/24
Date de la dernière inspection :	03-04/04/24
Ingénieur responsable :	Victorine DEJA
Équipe d'inspection :	Juliette DARON Manon DESSUS Rémi MASSON Fouad BENMIMOUNE
Conditions atmosphériques :	-
Moyens mis en œuvre :	Radar de structure, TE 30, TE 60, Nacelle, gazelle, carotteuse, machine d'arrachement...
Conditions particulières de l'inspection :	-

1.3.4 Plans de situation

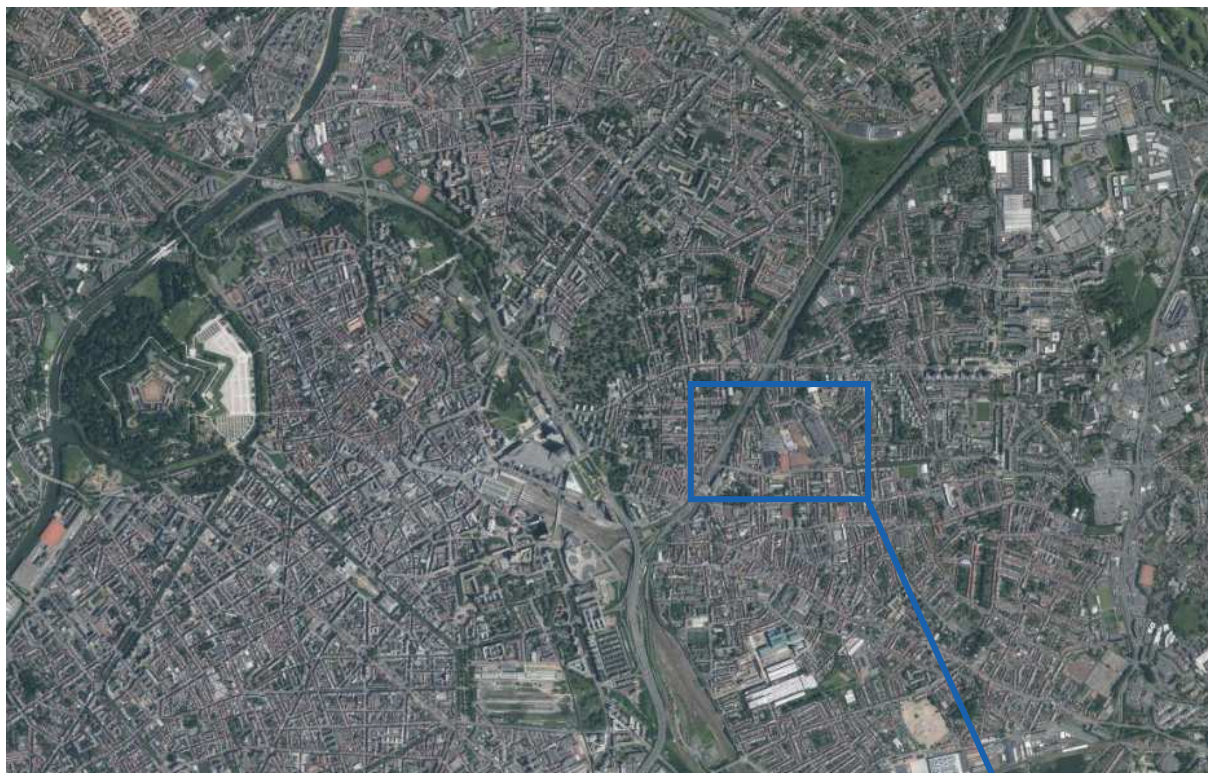
CARTE IGN :



<https://www.geoportail.gouv.fr/carte>



<https://www.geoportail.gouv.fr/carte>



<https://www.geoportail.gouv.fr/carte>

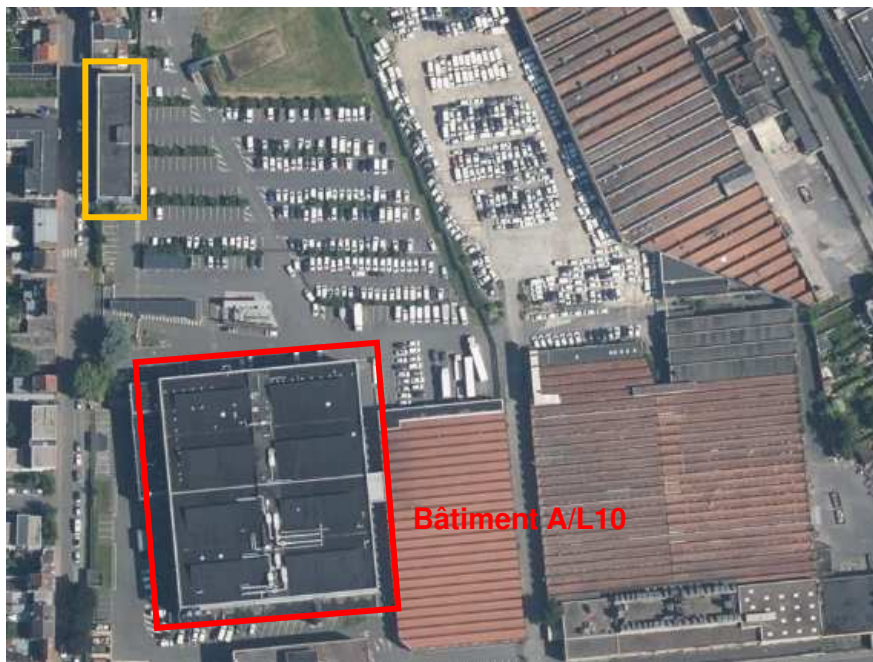


<https://www.geoportail.gouv.fr/carte>

1.3.5 Description de la structure

Les deux bâtiments inspectés sont les suivants :

Bâtiment D/L18



Implantation des deux bâtiments



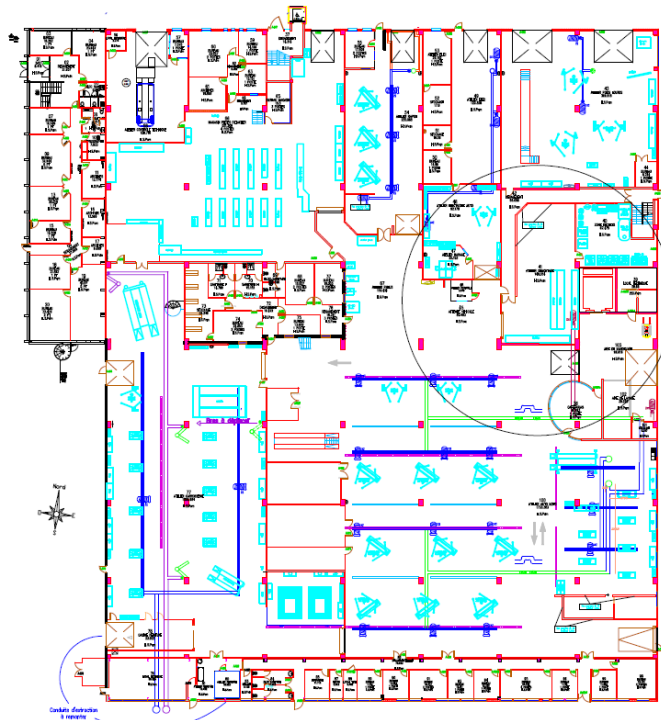
Bâtiment A/L10



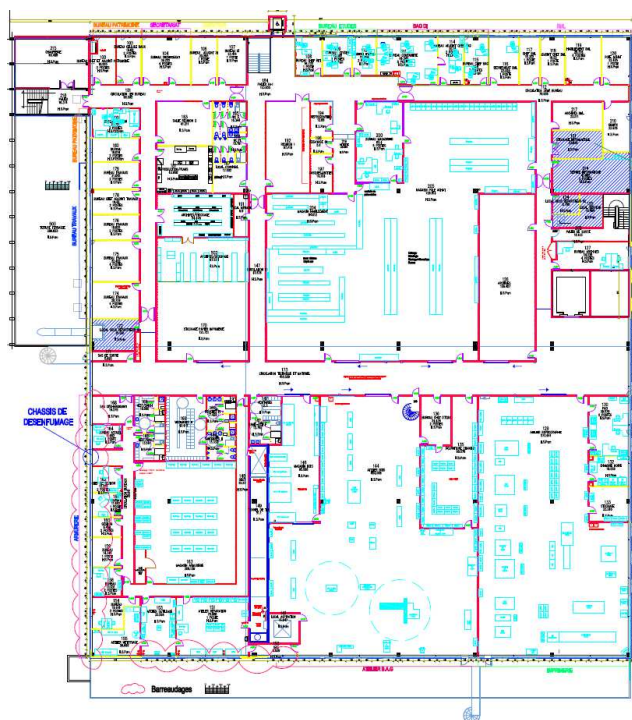
Bâtiment D/L18

1.3.4.1 Bâtiment A/L10

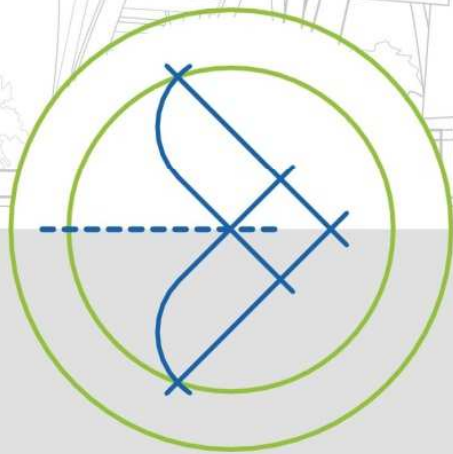
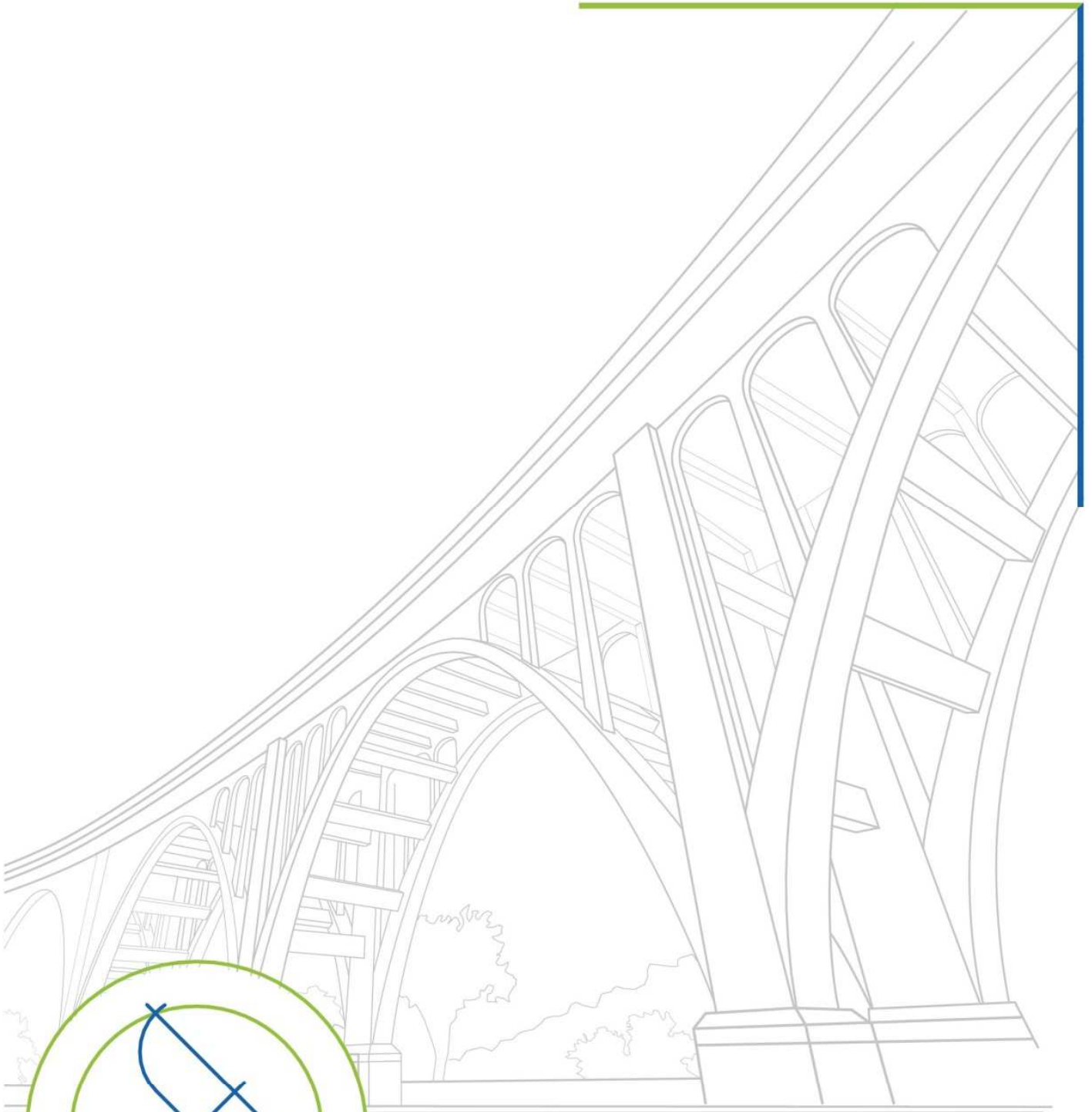
Le bâtiment A/L10 est construit selon un système poteaux/poutres en béton armé avec remplissage en BBM. Des travaux de rénovation y ont été effectués. L'ensemble du RDC est composé d'ateliers de type mécaniques. Le R+1 est composé majoritairement d'ateliers, et de bureaux sur la façade nord.



Plan du RDC du bâtiment A/L10



Plan du R+1 du bâtiment A/L10



3 Étude structurelle du Bâtiment A/L10

3.1 INSPECTION VISUELLE

INSPECTION EXTERIEURE :

Toiture :

La toiture du bâtiment A/L10 a été inspectée et aucun désordre n'a été relevé. Vue de dessus, la toiture est en bon état visuel. Elle semble avoir été réfectionnée récemment.



Photographie de la toiture du bâtiment A/L10

Façades :



Défaut de l'évacuation des eaux pluviales entraînant une stagnation d'eau et l'apparition de végétation



Absence partielle du revêtement de peinture sur les briques : généralisé à tout le bâtiment



Présence d'humidité sur les façades nord et sud de l'annexe du bâtiment A/L10. Cette humidité peut être liée à la présence d'un pont thermique.



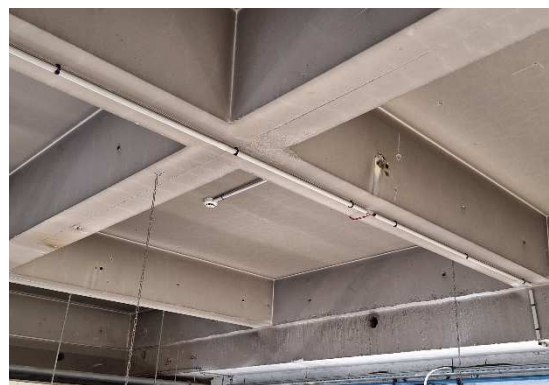
Dégradation de l'enduit en bas de poteau en béton (Annexe du bâtiment A/L10)

INSPECTION INTERIEURE :

Lors de l'inspection intérieure du bâtiment, nous avons relevé des fissures en sous-face des dalles hautes du RDC, ainsi que du faïençage.



Présence de fissures en sous-face de dalle haute du RDC



Faïençage en sous-face de dalle haute du RDC

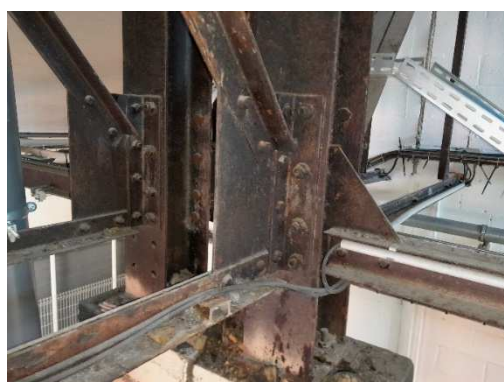
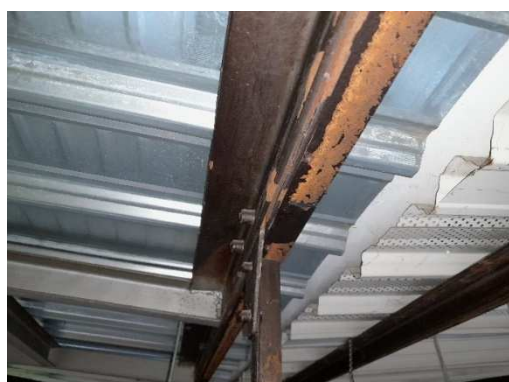


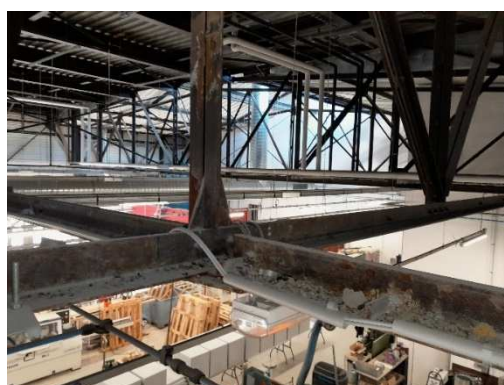
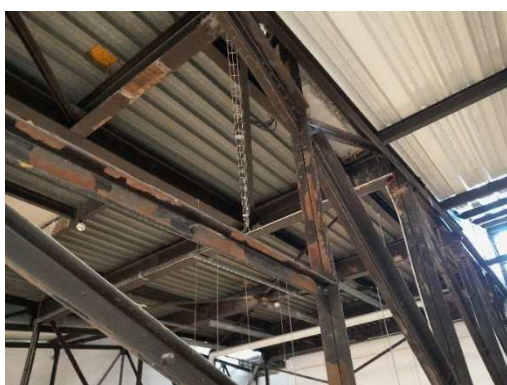
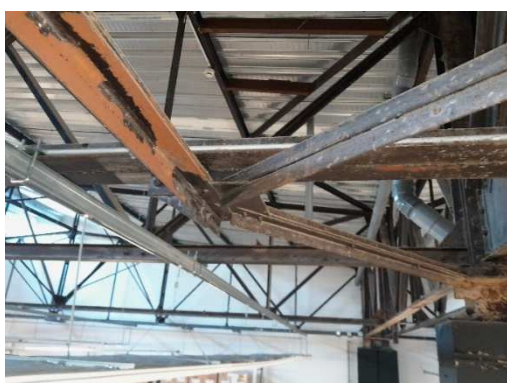
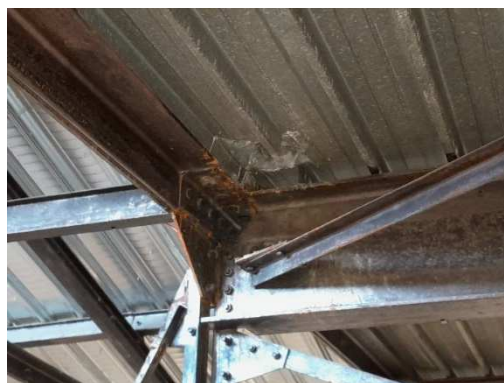
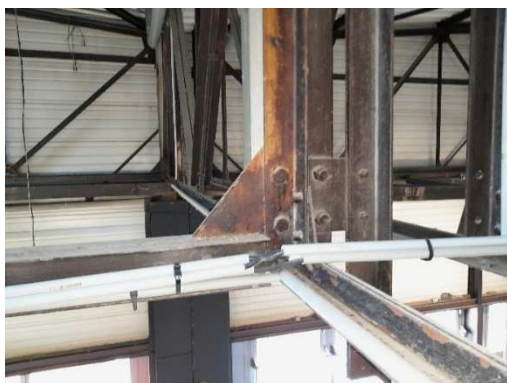
Acier apparent corrodé en sous-face de dalle haute du RDC

Charpente :

Nous avons repéré des désordres sur les éléments de charpente :

- Écaillage de la peinture ;
- Corrosion des éléments métalliques ;
- Anciennes traces d'infiltration d'eau.

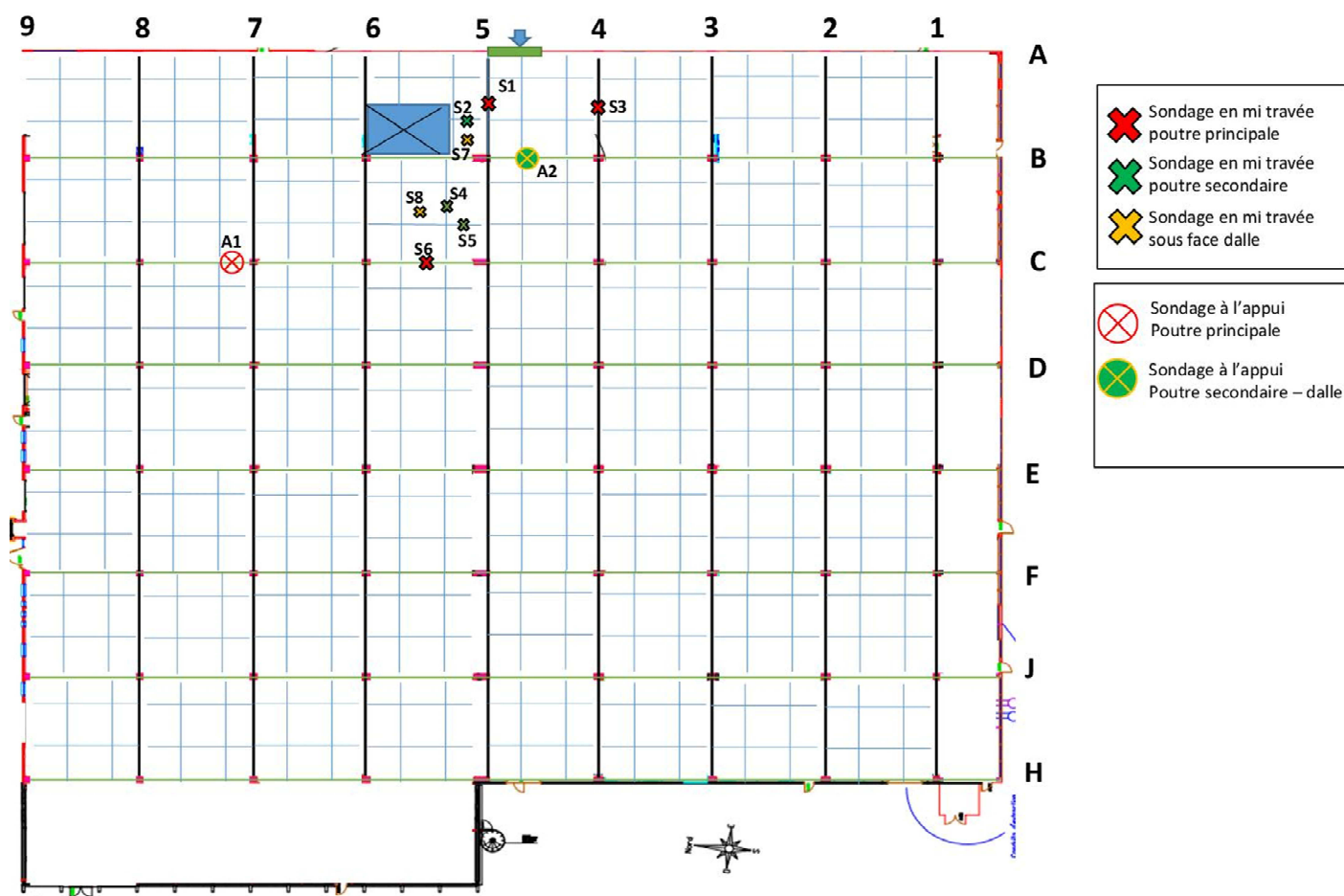




Reportage photographique des désordres observés en charpente

3.2 SONDAGES DE RECONNAISSANCE DES ARMATURES

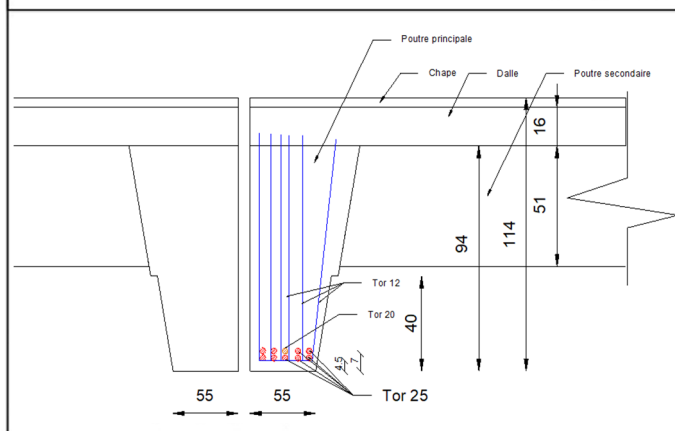
Une campagne de sondages a été réalisée au niveau des éléments porteurs de la dalle haute du rez-de-chaussée afin de déterminer le principe de ferrailage. Les sondages ont été effectués depuis le dessous en mi-travée des éléments, ainsi qu'en surface au niveau des appuis, pour déterminer la continuité et les armatures de chapeaux. L'emplacement des sondages est indiqué sur le plan ci-après :



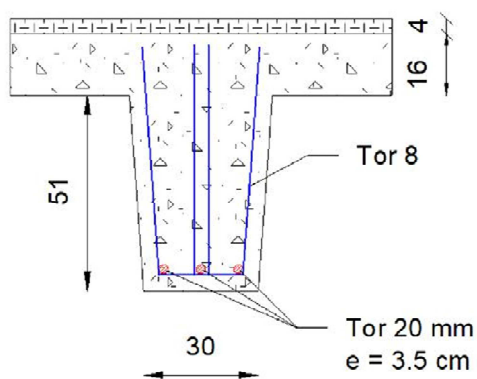
Plan d'implantation des sondages de reconnaissance

3.2.1 Schémas de ferrailage des poutres en mi travée

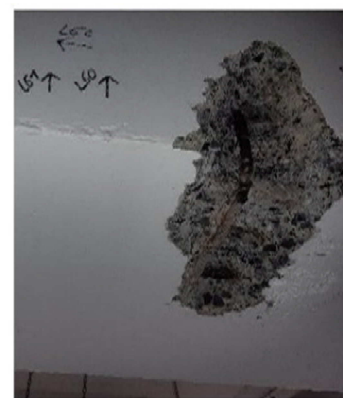
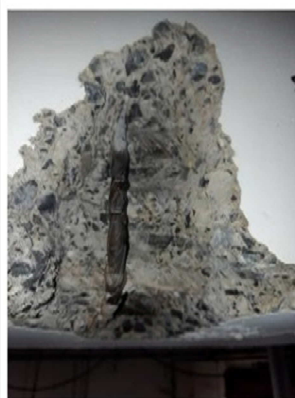
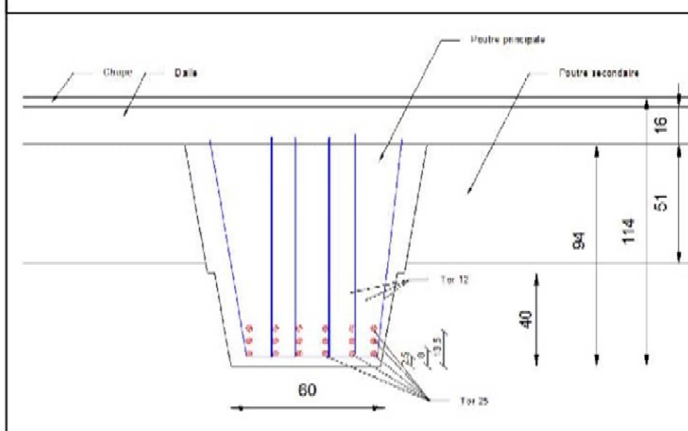
Sondage de reconnaissance S1



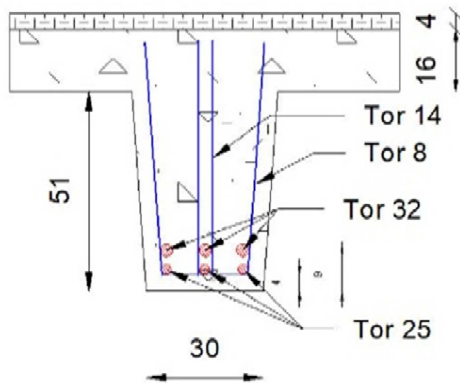
Sondage de reconnaissance S2



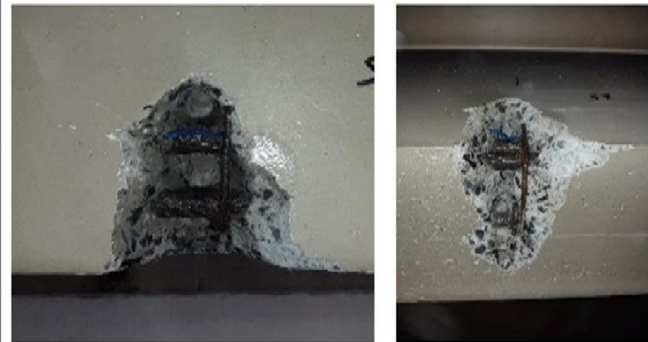
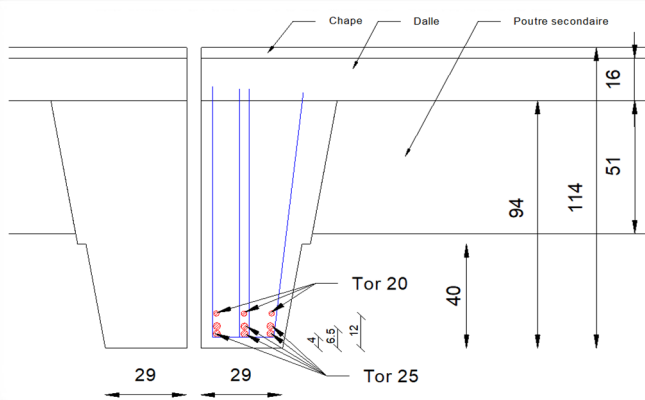
Sondage de reconnaissance S3



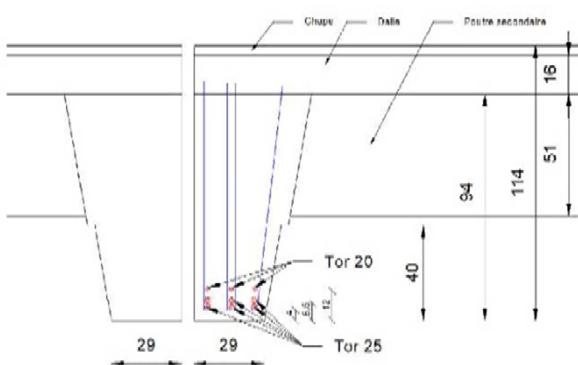
Sondage de reconnaissance S4



Sondage de reconnaissance S5



Sondage de reconnaissance S6



3.2.2 Schéma de ferrailage de la dalle

Photo du sondage S7 :



Photo du sondage S8 :



Photos des sondages en sous face de la dalle

Le schéma de ferrailage de la dalle est présenté ci-dessous :

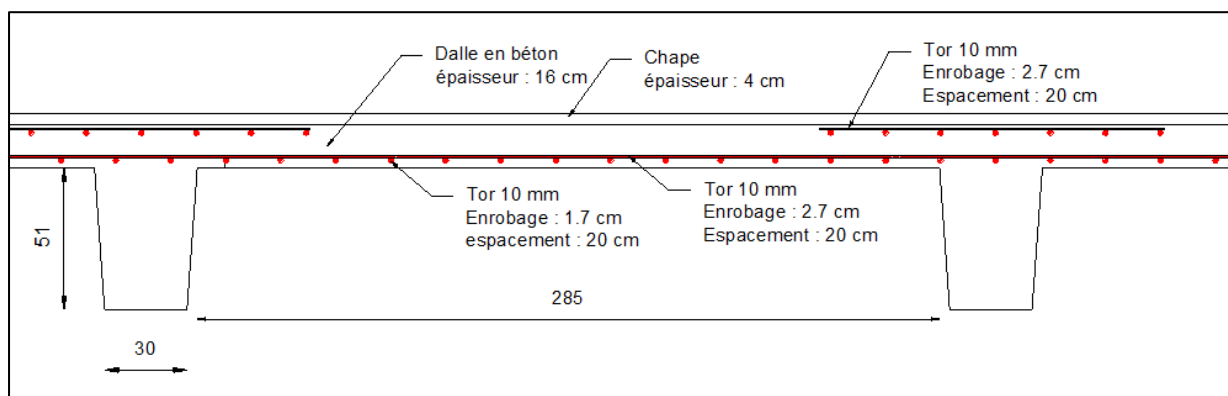


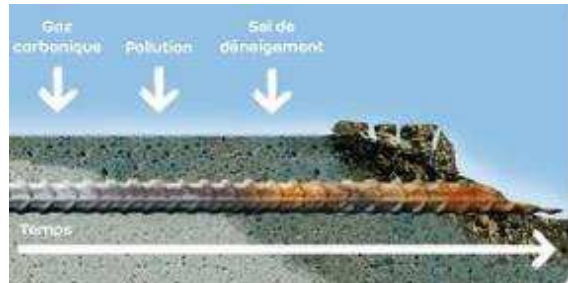
Schéma vue de coupe de la dalle

Nous considérons que la dalle porte dans les deux sens.

3.3 ÉVALUATION DU RISQUE DE CORROSION

PRINCIPE DE LA CARBONATATION :

Le béton est un milieu présentant à l'état initial un pH de l'ordre de 13. Dans cet état, le béton constitue alors un milieu protecteur contre la corrosion des armatures. En réagissant avec le dioxyde de carbone de l'air, le pH du béton tend à baisser (phénomène de carbonatation).



En dessous du pH de 9, le béton ne protège plus les armatures et la corrosion risque de se développer.

Afin de mesurer la profondeur du phénomène nous créons une coupe fraîche de béton sur laquelle nous projetons une solution de phénolphthaléine. Ce réactif vire de couleur et devient transparent sous un pH inférieur à 9. Nous pouvons ainsi juger de la profondeur de carbonatation et comparer cette profondeur au niveau d'enrobage des aciers.

IMPLANTATION DES MESURES :

Les sondages pour les essais de carbonatation ont été réalisés comme suit :

- CA1 au niveau du sondage S1 poutre ;
- CA2 au niveau du sondage S2 poutre ;
- CA3 au niveau du sondage S3 sous-face.

RESULTAT DES MESURES :

Le tableau suivant présente les résultats des sondages de test de carbonatation auxquels nous avons confronté les enrobages minimums d'armatures relevés dans les différents éléments analysés.

Repère	Localisation	Profondeur de carbonatation mesurée (1) (mm)	Enrobage minimum d'armatures (2) (mm)	Analyse comparative (1) & (2)
CA 1	S1	20	45	
CA 2	S2	37	35	
CA 3	S3	10	17	

Si (1) < (2) → Pas de risque

Si (1) > (2) → Risque de corrosion

NOTE : L'enrobage minimum des armatures provient de l'enrobage mesuré lors des sondages.

PHOTOS DES ESSAIS DE CARBONATATION :



CA1



CA2



CA3

3.4 CAPACITE PORTANTE PLANCHER

Dans cette section, nous allons vérifier la capacité portante du plancher haut du rez-de-chaussée.

3.4.1 Hypothèses de calculs

- Nous considérons que la fissuration est peu préjudiciable (FPP) ;
- Les calculs ont été faits aux États limites ultimes (ELU) ;
- Les vérifications des efforts tranchants n'ont pas été effectuées ;
- Les poutres principales et secondaires sont calculées en système isostatique en raison de l'absence de la continuité (vérifier par un sondage aux appuis) ;
- La vérification de la dalle a été effectuée en système hyperstatique en raison de la continuité sur trois travées ;
- La dalle du plancher porte dans les deux sens ($L_x/L_y = 1$).

3.4.2 Hypothèses de matériaux

BETON

- **Classe d'exposition** : XC1 (ouvrage intérieur, bâtiment en élévation)
- **Classe de résistance** : C30/37
- **Fck** = 30 MPa
- **Poids volumique** : 2500 kg/m³

ACIER :

- **Type** : Tor
- **Nuance** : FE400

Éléments	Dalle	Poutre principale S1	Poutre secondaire S2	Poutre principale S3	Poutres secondaires S4 et S5	Poutre principale S6
Quantité de ferrailage (cm ² /m)	7.85	47.32	9.42	88.36	38.85	38.88

Tableau des quantités de ferrailage sur les éléments sondés

3.4.3 Hypothèses de charges

3.4.3.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes appliquées aux éléments calculés sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Éléments	Poids propre (kN/ml)	Poids de la dalle (ep 16 cm) (kN/ml)	Poids de la chape (ep = 4cm) (kN/ml)	Descente de charge du mur en parpaing sur les poutres secondaires et la dalle
Dalle	4	/	0.8	15 kN/ml
Poutre principale S1	17.87	3.75	1.26	/
Poutres secondaires S2, S4 et S5	5.86	7.5	1.78	100 kN en mi travée
Poutre principale S3	22	7.5	2.13	/
Poutre principale S6	11	3.75	1.07	/

*Les charges des poutres secondaires seront transférées aux poutres principales.

3.4.3.2 Charges d'exploitation :

Pour vérifier la capacité du plancher sous une charge d'exploitation de 800 kg/m², la répartition des charges sur chaque élément étudié est donnée dans le tableau ci-dessous :

Éléments	Dalle	Poutre principale S1	Poutres secondaires S2, S4 et S5	Poutre principale S3	Poutre principale S6
Charge d'exploitation (kN/ml)	8	12.64	17.76	21.36	11.04

*Les charges des poutres secondaires seront transférées aux poutres principales.

3.4.1 Résultats des calculs

VERIFICATION DES POUTRES :

3.4.1.1 Calcul du moment résistant (M_{ed})

Les résultats de calcul du moment résistant (M_{ed}) des différentes poutres chaque élément sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Éléments	Poutre principale S1	Poutre secondaire S2	Poutres secondaires S4 et S5	Poutre principale S3	Poutre principale S6
Moment résistant (M_{ed}) (kN.m)	1577.24	198.29	641.58	2671.76	1259.93

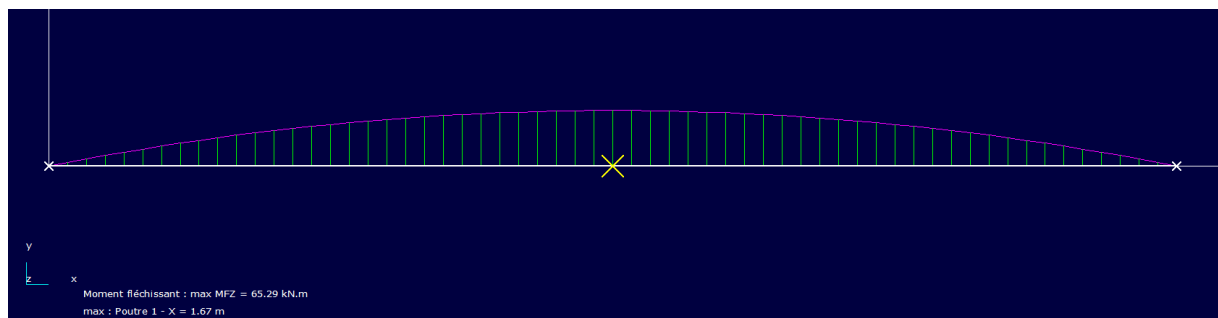
Les notes de calculs sont disponibles en **ANNEXE 4**

3.4.1.2 Calcul le moment fléchissant en ELU (M_{rd})

Nous avons appliqué les charges en ELU sur les poutres étudiées en utilisant le logiciel RDM7.

Les résultats sont présentés ci-après :

1. Poutre secondaire S2 :



Le moment fléchissant M_{rd} en mi travée de la poutre secondaire S2 est égal à 65.29 kN.m

2. Poutre secondaire S4 et S5 :

- Moment fléchissant :

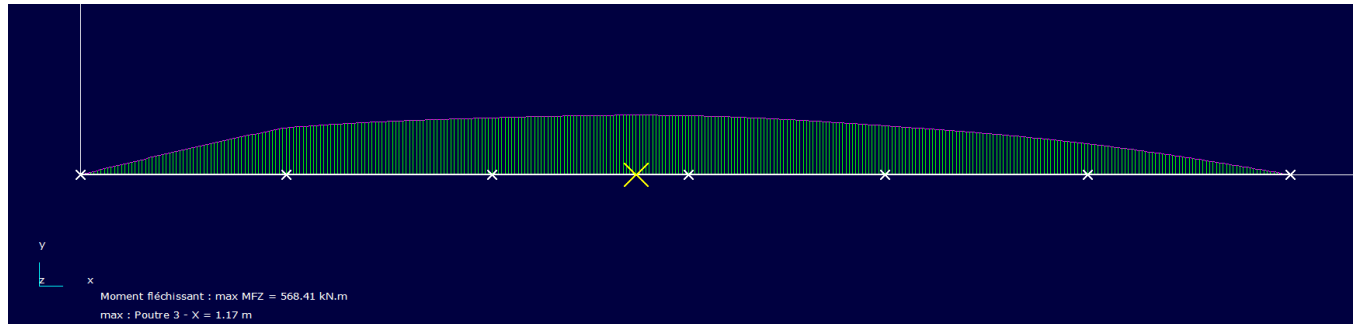
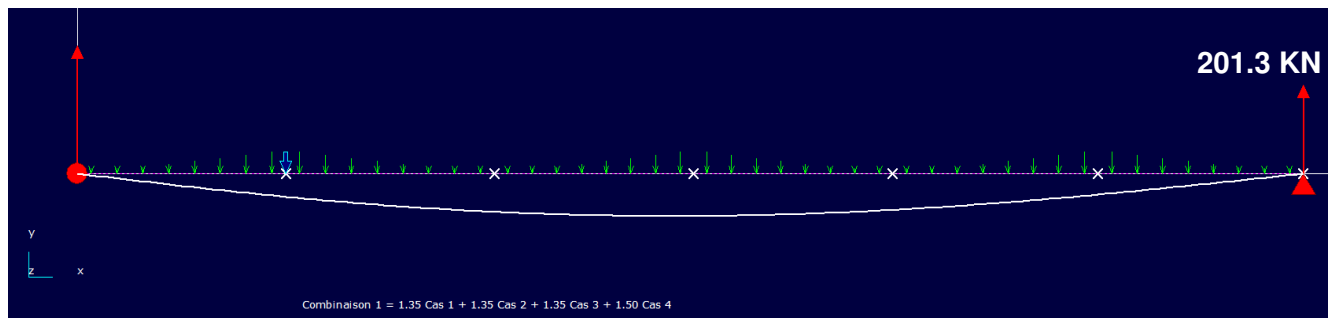


Diagramme du moment fléchissant en ELU

Le moment fléchissant M_{rd} en mi travée de chaque poutre secondaire S4 et S5 est égal à 568.41 kN.m

- Réaction d'appuis :



Réaction d'appui des poutres secondaires S4 et S5 en ELU

3. Poutre Principale S1 :

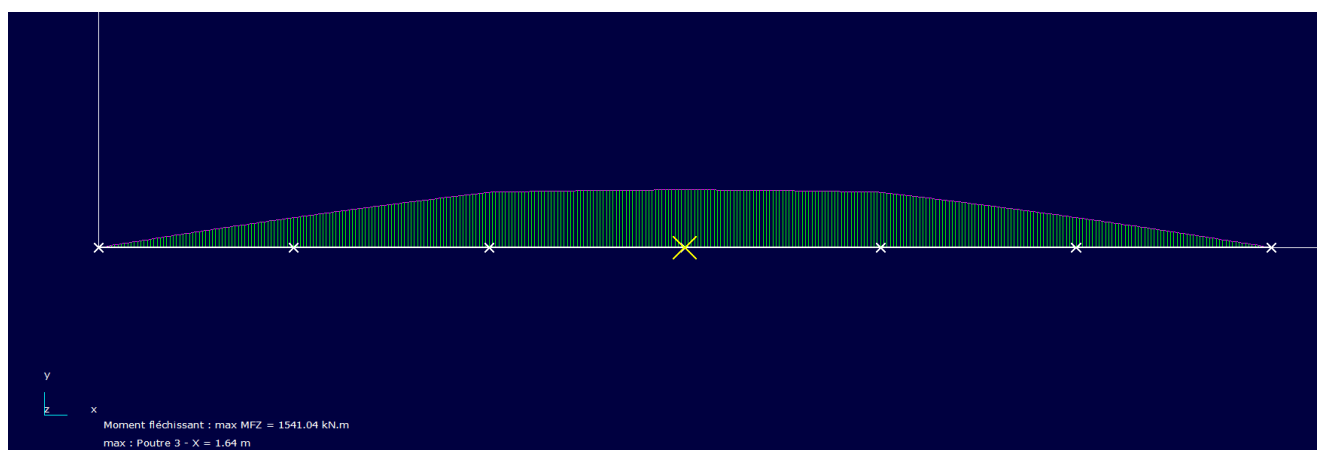


Diagramme du moment fléchissant en ELU de la poutre principale S1

Le moment fléchissant M_{rd} en mi travée de la poutre principale S1 est égal à 1541.04 kN.m

4. Poutre Principale S3 :

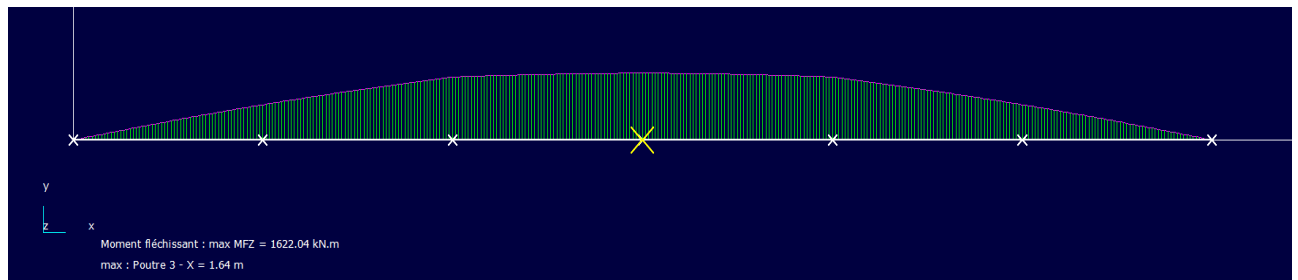


Diagramme du moment fléchissant en ELU de la poutre principale S3

Le moment fléchissant M_{rd} en mi travée de la poutre principale est S3 égal à 1622.04 kN.m

5. Poutre Principale S6 :

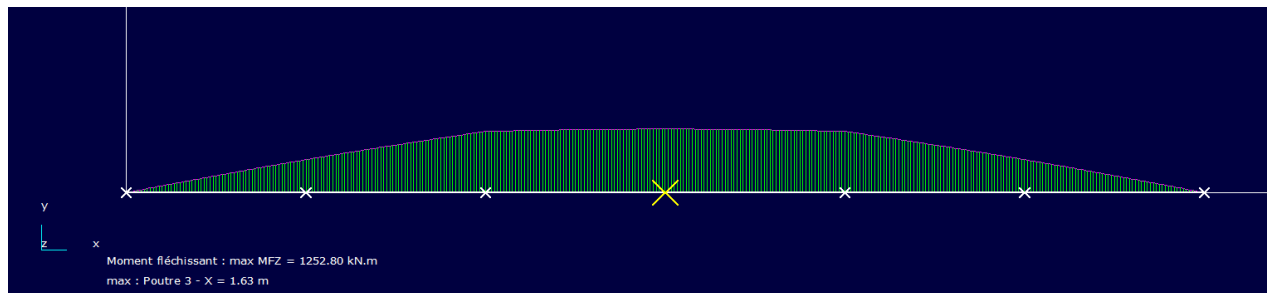


Diagramme du moment fléchissant en ELU de la poutre principale S6

Le moment fléchissant M_{rd} en mi travée de la poutre principale est S6 égal à 1252.80 kN.m.

3.4.1.3 Synthèse des résultats :

La synthèse des résultats de vérification des poutres vis-à-vis d'une charge d'exploitation de 800 kg/m² est présentée dans le tableau ci-après :

Éléments	Moment résistant M_{ed} (kN.m)	Moment fléchissant en ELU M_{rd} (kN.m)	Vérification
Poutre principale S1	1577.24	1541.04	OK
Poutre secondaire S2	198.29	65.29	OK
Poutres secondaires S4 et S5	641.58	568.41	OK
Poutre principale S3	2671.76	1622.04	OK
Poutre principale S6	1259.93	1252.80	OK

D'après nos calculs, les poutres étudiées sont capables de supporter une charge d'exploitation théorique allant jusqu'à 800 kg/m². Nous avons également pris en considération la descente de charge des murs en parpaings sur les poutres secondaires.

VERIFICATION DE LA DALLE:

La dalle supérieure du rez-de-chaussée du bâtiment A/L10 est une dalle continue sur plusieurs travées. Cette dalle supporte des charges dans les deux directions avec un coefficient $\alpha = L_x/L_y = 1$. Le calcul de la dalle est effectué comme une dalle reposant sur 4 appuis.

Les résultats de calcul de la dalle sont présentés dans les tableaux ci-après :

Calcul sur 4 appuis suivant le B.A.E.L 91 (révisé 99)

CHANTIER : SGAMI NORD - RUE DE RIVOLI LILLE

Caractéristiques mécaniques et dimensionnelles

Repère : |

Charges (G) diverses	
G' (KN / m²) =	10.00
Epaisseur de la dalle	
ep (m) =	0.16
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE (MPa) =	400
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28 (MPa) =	25
Charges d'exploitations Q	
Q (KN / m²) =	8.00
Enrobage des aciers	
C (cm) =	3

Ferraillage reconnu sur site				
Sens	Position	Type	Espacement en cm	diamètre en mm
Lx	travée	HA	20	10
	appui (w)	HA	25	7
	appui (e)	HA	25	7
Ly	travée	HA	20	10
	appui (n)	HA	25	7
	appui (s)	HA	25	7

Dalle bâtiment A/L10

Coef Mn : 0.50 M0(y)

Coef Mt(y) : 0.75 M0

Coef Ms : 0.50 M0

Coef Mw : 0.50 M0(x)

Coef Me : 0.50 M0(x)

Coef Mt(x) : 0.75 M0

Calculs des moments agissants																																															
Rapport des cotés (Lx / Ly)	Lx / Ly	$\alpha = 1.00$																																													
Charges permanentes G	(épaisseur dalle x 25 KN / m3) + G'	G = 14.00 KN / m²																																													
Effort ultime repris par le plancher	(1.35G + 1.5Q)	Pu = 30.90 KN / m																																													
Détermination des coefficients μ_x et μ_y	Se reporter au tableau ci-dessous	$\mu_x = 0.0370$ $\mu_y = 1.0000$																																													
	<table><tr><th rowspan="2">$\frac{L_x}{L_y}$</th><th colspan="2">$\nu = 0 (^\circ)$</th></tr><tr><th>$\mu_x = \frac{M_x}{M_y}$</th><th>$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$</th></tr><tr><td>0.40</td><td>0.110</td><td></td></tr><tr><td>0.45</td><td>0.102</td><td></td></tr><tr><td>0.50</td><td>0.095</td><td></td></tr><tr><td>0.55</td><td>0.088</td><td></td></tr><tr><td>0.60</td><td>0.081</td><td>0.305 (**)</td></tr><tr><td>0.65</td><td>0.0745</td><td>0.369</td></tr><tr><td>0.70</td><td>0.068</td><td>0.436</td></tr><tr><td>0.75</td><td>0.062</td><td>0.504</td></tr><tr><td>0.80</td><td>0.056</td><td>0.575</td></tr><tr><td>0.85</td><td>0.051</td><td>0.648</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.046</td><td>0.726</td></tr><tr><td>0.95</td><td>0.041</td><td>0.807</td></tr><tr><td>1.00</td><td>0.037</td><td>1.000</td></tr></table>	$\frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0 (^\circ)$		$\mu_x = \frac{M_x}{M_y}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$	0.40	0.110		0.45	0.102		0.50	0.095		0.55	0.088		0.60	0.081	0.305 (**)	0.65	0.0745	0.369	0.70	0.068	0.436	0.75	0.062	0.504	0.80	0.056	0.575	0.85	0.051	0.648	0.90	0.046	0.726	0.95	0.041	0.807	1.00	0.037	1.000		
$\frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0 (^\circ)$																																														
	$\mu_x = \frac{M_x}{M_y}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$																																													
0.40	0.110																																														
0.45	0.102																																														
0.50	0.095																																														
0.55	0.088																																														
0.60	0.081	0.305 (**)																																													
0.65	0.0745	0.369																																													
0.70	0.068	0.436																																													
0.75	0.062	0.504																																													
0.80	0.056	0.575																																													
0.85	0.051	0.648																																													
0.90	0.046	0.726																																													
0.95	0.041	0.807																																													
1.00	0.037	1.000																																													
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times (Pu \times Lx^2)$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	$M0(x) = 9.62$ KN.m $M0(y) = 9.62$ KN.m																																													
Calcul des moments sur appuis	$Mw = \text{Coef Mw} \times M0(x)$ $Me = \text{Coef Me} \times M0(x)$ $Mn = \text{Coef Mn} \times M0(y)$ $Ms = \text{Coef Ms} \times M0(y)$	$Mw = 4.81$ KN.m $Me = 4.81$ KN.m $Mn = 4.81$ KN.m $Ms = 4.81$ KN.m																																													
Calcul des moments en travées	$Mt(x) = \text{Coef Mt(x)} \times M0(x)$ $Mt(y) = \text{Coef Mt(y)} \times M0(y)$	$Mt(x) = 7.21$ KN.m $Mt(y) = 7.21$ KN.m																																													

Vérification des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée dans le sens (Lx)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ax_{min} (trav) = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ax_{réelle} (trav) = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui (w)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ax_{min} (w) = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ax_{réelle} (w) = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui (e)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ax_{min} (e) = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ax_{réelle} (e) = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage de la travée dans le sens (Ly)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ay_{min} (trav) = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ay_{réelle} (trav) = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui (n)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ay_{min} (n) = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ay_{réelle} (n) = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui (s)	section minimum aux calculs section réelle mesurée sur site	$Ay_{min} (s) = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ $Ay_{réelle} (s) = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Conclusion : Capacité portante vérifiée pour les charges appliquées		

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal (Maxi Ly)	$(Pu \times Lx \times Ly) / ((2 \times Ly) + Lx)$	$Vu_{max} = 29.87 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$Vu / (1.00 \times (ep - C))$	$\tau_u = 0.230 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	$(0.07 \times Fc28) / 1.5$	$\tau_{u.adm} = 1.167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

Synthèse des résultats :

Selon nos calculs de la dalle, cette dernière est en mesure de supporter une capacité portante de 800 kg/m².

Conclusion générale :

En se basant sur nos hypothèses et les résultats de nos calculs pour le plancher haut du rez-de-chaussée du bâtiment A/L10, la capacité portante du plancher est estimée à 800 kg/m².

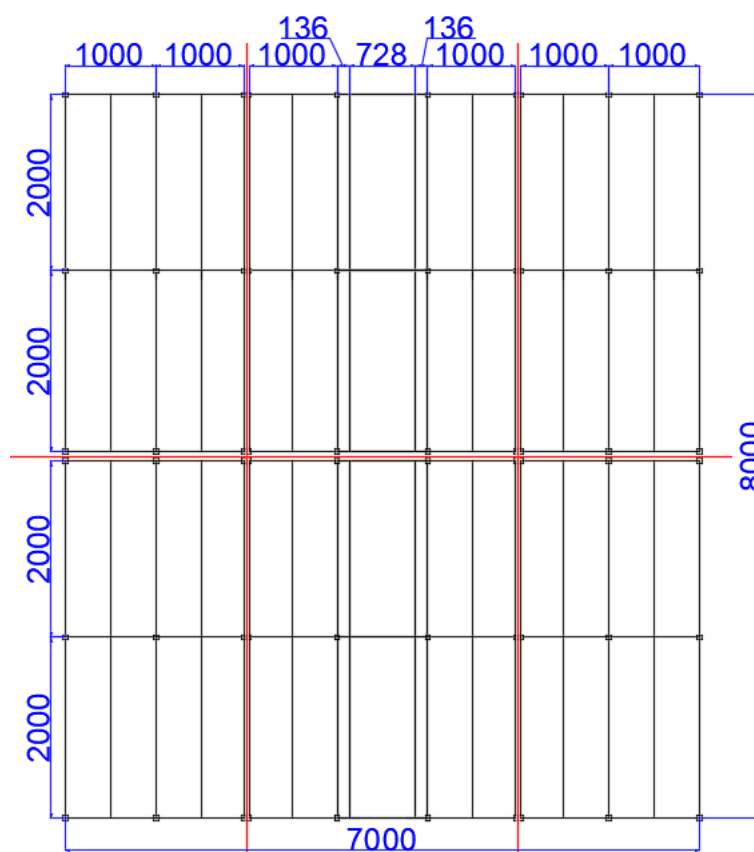
3.5 CHARPENTE

L'objectif de cette partie est de décrire la charpente afin de réaliser ultérieurement les calculs de capacité portante. Nous avons identifié plusieurs types de fermes.

La charpente est soutenue par des poteaux en béton espacés de 20 mètres dans les deux sens. Les lignes rouges sur le plan indiquent les joints de dilatation de la structure. Aucune étude n'a été réalisée sur les poteaux de ce niveau.

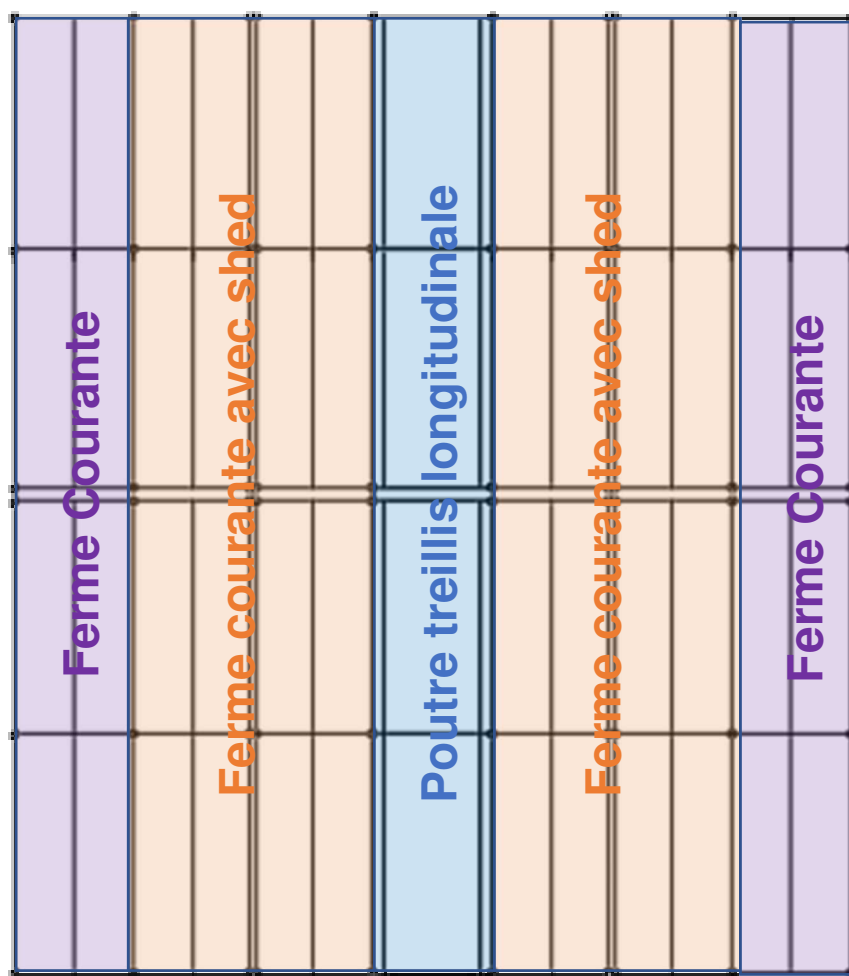
Lors de notre inspection, nous avons relevé la présence de palées de contreventement au niveau des façades. Il y a des problèmes de continuité dans le contreventement.

Pour rappel, nos équipes n'ont pas eu accès à l'ensemble de la charpente.

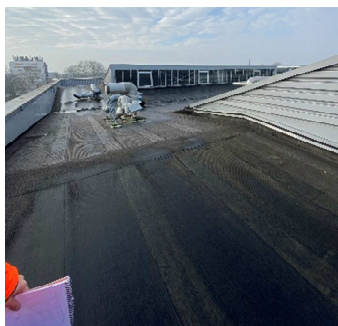


Vu en plan de la charpente

Nous avons identifié plusieurs types de fermes. Une ferme sur deux est appuyée sur un poteau. Le reste des fermes est appuyé sur des poutres treillis. Au niveau des joints de dilatation, les poteaux et les éléments sont doublés. Les joints de dilatation mis en œuvre sont correctement réalisés.



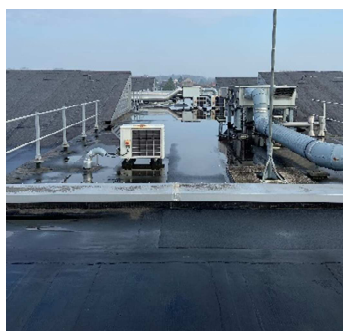
Localisation des différents types de ferme



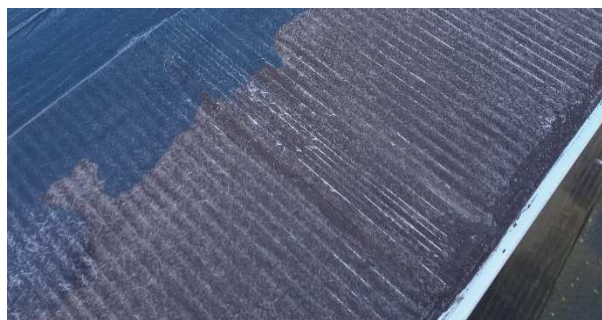
Ferme courante



Ferme shed



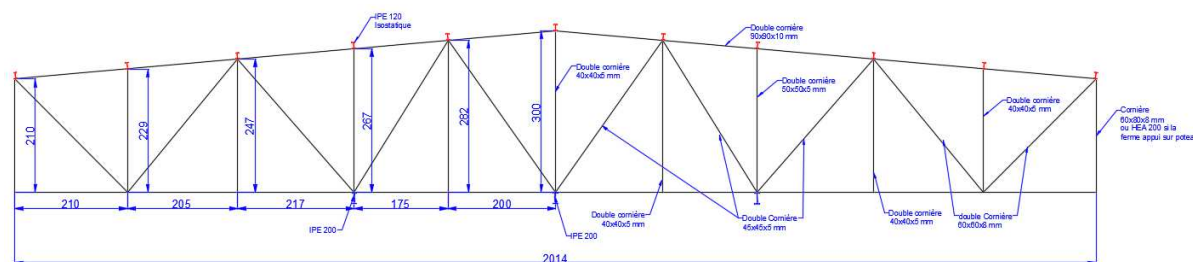
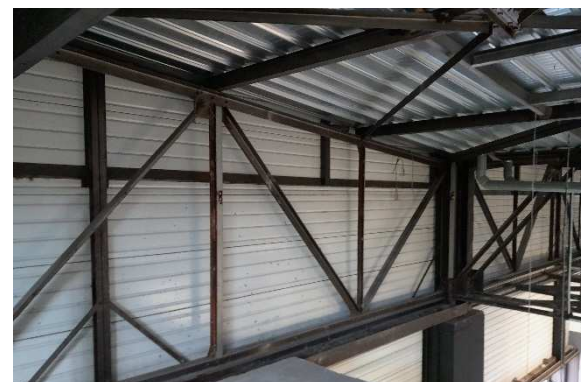
Poutre treillis longitudinal



Étanchéité bitumineuse

3.5.1 Ferme courante

La ferme courante est une ferme treillis à deux pentes de type Warren. Sa hauteur varie entre 210 et 300 cm, avec des montants disposés à espacement variable. La portée totale de la ferme est de 20 mètres, avec un entraxe de 5 mètres entre chaque ferme. Les pannes sont positionnées au niveau de chaque montant de la ferme. Les pannes sont constituées de sections IPE 120.



3.5.1.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement globaux de la structure principale $L/300$ et pour la structure secondaire (panne) $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les fermes et les portiques.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente, nous avons réalisé un relevé géométrique, ci-dessus une vue en plan de la ferme avec les sections relevées.

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Un dispositif d'anti-déversement a été observé sur les fermes.

Les charges ponctuelles transmises par les pannes seront appliquées au niveau des montants de la ferme. Dans le poids propre de la structure, seul le poids de la couverture est pris en compte. Les charges suspendues au niveau des entrain, ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

Nous négligeons les effets du vent sur la ferme. Nous considérons les charges suivantes :

Type de charge		Charge
Charge Permanente (G)	Poids propre de la panne	10.4 daN/ml
	Poids du bac acier isolé	15.0 daN/m ²
Charge d'exploitation (Q)	Toiture	-
Charge Climatique	Neige (S)	36.0 daN/m ²

3.5.1.2 Vérification des pannes

Les pannes ont une portée de 5,0 mètres et un entraxe maximal de 2,08 mètres. Elles sont installées avec un déversement de $5,10^\circ$. Nous les traiterons comme des poutres isostatiques soumises à une charge répartie pour les calculs.

[illegible]

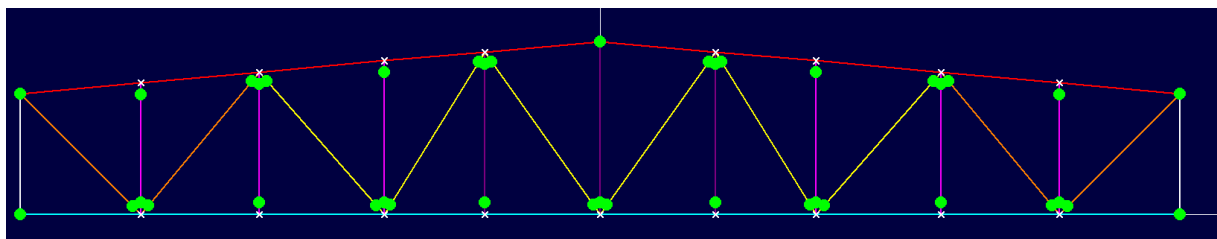
Les pannes mises en œuvre sur les fermes courantes et les fermes courantes avec shed sont correctement dimensionnées. Le taux de déformation est de 0.81. Le taux de travail est de 0.65.

Il est possible d'ajouter une charge additionnée de 15 kg/m² sur les pannes. Le taux de déformation est de 1.03. Au-delà de 15 kg, la déformation n'est pas admissible avec les normes actuelles.

3.5.1.3 Vérification de la ferme courante

Nous avons modélisé la structure sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements ont été considérées :

ELS	$1 \cdot G + 1 \cdot Q$
ELU	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$



Modèl avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 100 \text{ mm}$	4.8 mm	0.05
Contrainte	235 MPa	53.30 MPa	0.23

Ce type de structure est très rigide, elle admet de faible déplacement. La contrainte est aussi faible (0.24). La structure est correctement dimensionnée avec les charges actuelles. Nous vérifions le flambement des diagonales ci-après.

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUES :

Seul le flambement est vérifié au niveau des diagonales. Il n'y a pas de risque de déversement car nous avons la présence d'éléments d'anti-déversements au niveau de la semelle inférieure.

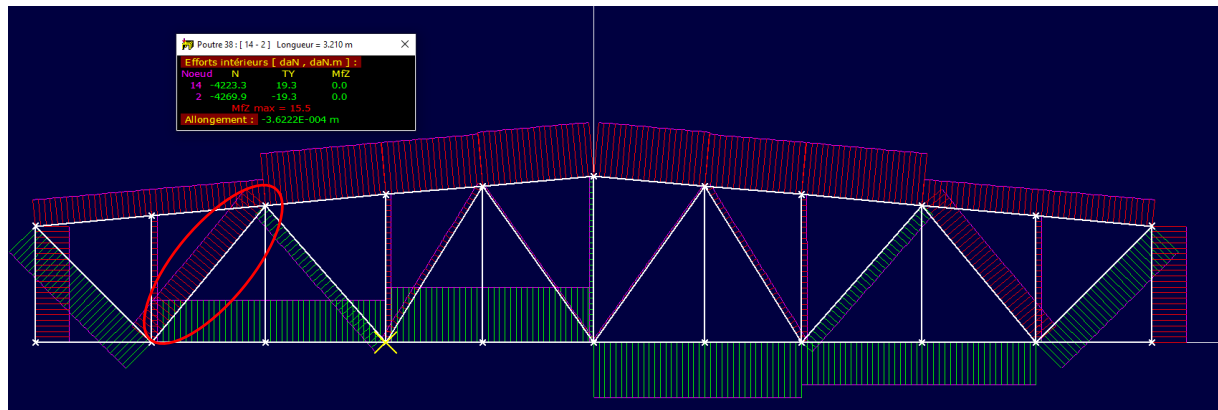
Nous avons vérifié cette diagonale. Sa section est de 60*60*8 en forme de T. La portée est de 3.20 m. Nous la considérons bi-articulée.

	Longueur de flambement	i	λ	Coefficient de réduction
Diagonale 60*60*8 en T	320 cm	1.8 cm	177	0.1

Ce type de section à un fort risque de flambement. Dans cette configuration, le lambda est de 177, pour rappel la limite règlementaire est de 180. La diagonal est sensible au flambement. Nous avons considéré une section de 18 cm².

$$2350 * 18 * 0,1 = 4230 \text{ daN}$$

	Capacité portante	Charge du modèle	Taux de travail
Diagonale 60*60*8 en T	4230 daN	4270 daN	1.01



Diagonale étudier effort N :4270 daN

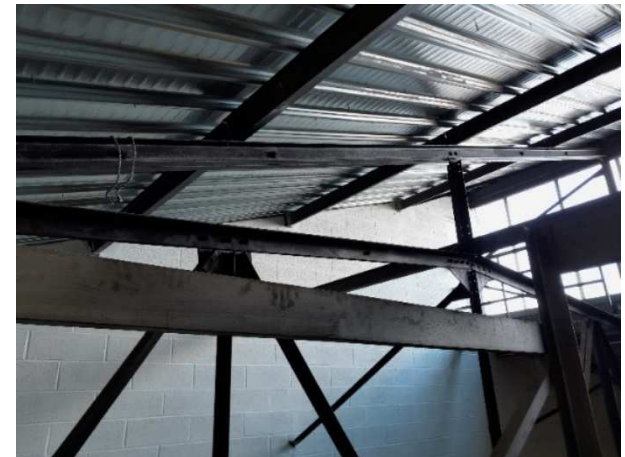
La diagonale est correctement dimensionnée. Cette ferme est déjà optimisée pour les charges considérées dans notre modèle. Il n'est pas possible d'ajouter des charges complémentaires. De plus lors de notre visite nous avons relevé que de nombreuses charges étaient suspendues au niveau des entrants (chemin de câble, éclairage, radiateur à eau, faux plafond). Toutes ces charges ajoutées « entament » les coefficients de sécurité.

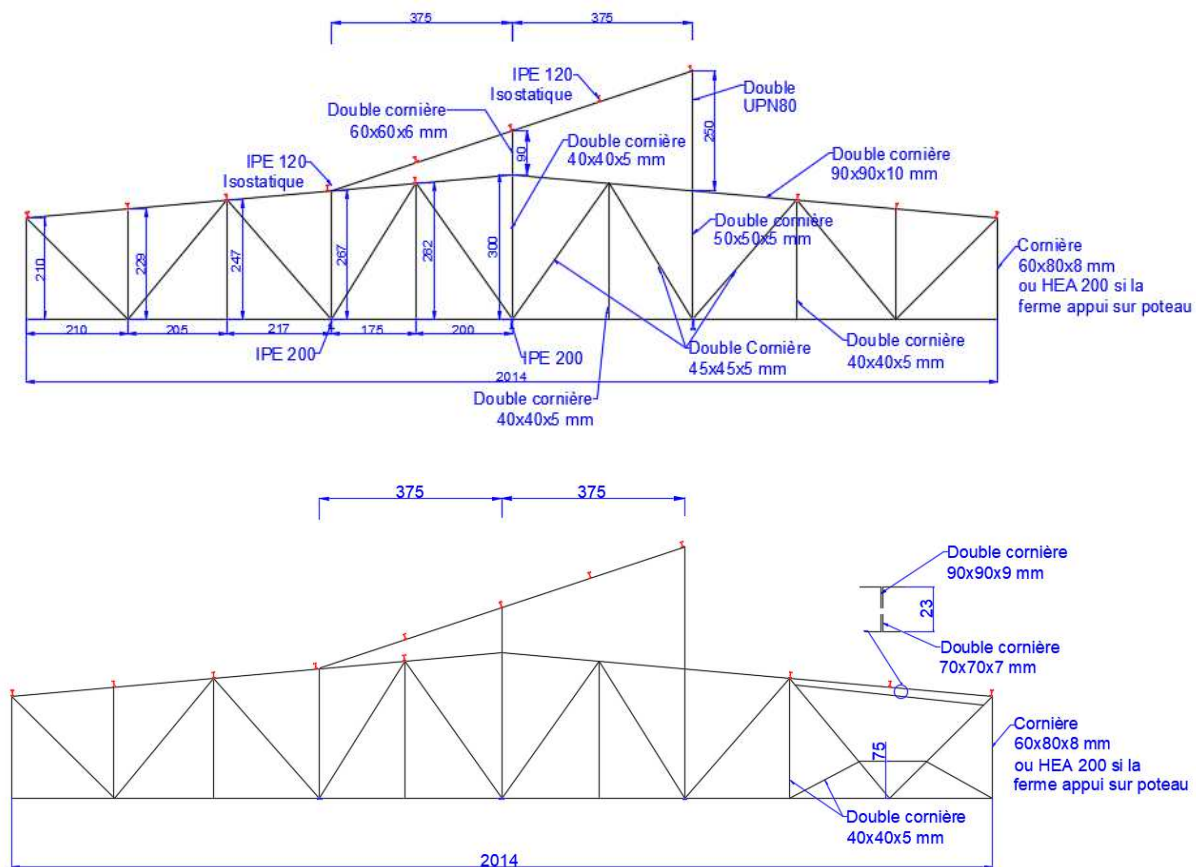
3.5.2 Ferme courante avec shed

La ferme courante avec shed est similaire à la ferme courante. Cette ferme treillis a deux pentes de type Warren avec une shed.

Les conclusions sont similaires à celle de la ferme courante et les pannes sont aussi similaires.

Cette ferme est déjà optimisée pour les charges considérées dans notre modèle. Il n'est pas possible d'ajouter des charges complémentaires. De plus, lors de notre visite, nous avons relevé que de nombreuses charges étaient suspendues au niveau des entrails (chemin de câble, éclairage, radiateur à eau, faux plafond). Toutes ces charges ajoutées « entament » les coefficients de sécurité.

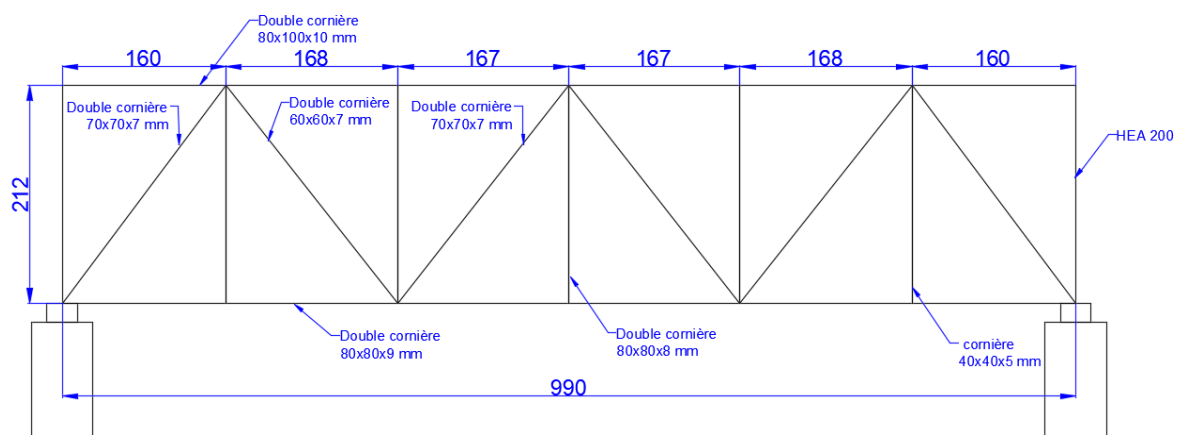




Nous n'avons pas étudié cette singularité. Ce type de modification pourrait renforcer l'entrait pour reprendre des charges ponctuelles.

3.5.3 Poutre transversale courante

La poutre treillis transversale courante est de type Warren. Elle porte de poteau à poteau en béton armé. Elle reprend la réaction d'appui de la ferme courante ou de la ferme courante avec shed.



3.5.3.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement global de la structure principale $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les poutres treillis.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente, nous avons réalisé un relevé géométrique, ci-dessus une vue en plan de la ferme avec les sections relevées.

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Nous considérons qu'il n'y pas de risque de déversement sur cette poutre. La ferme courante assure l'anti-déversement.

Les charges ponctuelles transmises par la ferme courante seront appliquées au niveau du montant central. Dans le poids propre de la structure, seuls les poids de la couverture et de la ferme sont pris en compte. Les charges suspendues au niveau des entrails ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

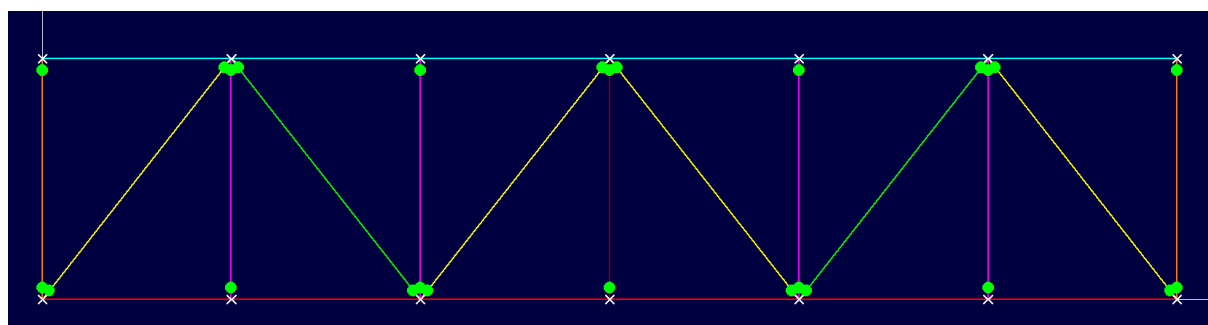
Nous considérons les charges suivantes :

Type de charge	Charge
Réaction d'appuis de la ferme courante ELS	$2 * 3965 \text{ daN}$
Réaction d'appuis de la ferme courante ELU	$2 * 5665 \text{ daN}$

3.5.3.2 Vérification de la poutre transversale courante

Nous avons modélisé la structure sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements

ELS	$1 * G + 1 * Q$
ELU	$1.35 * G + 1.5 Q$



Modèle avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 50 \text{ mm}$	2.84 mm	0.06
Contrainte	235 MPa	59 MPa	0.25

Ce type de structure est très rigide, elle admet de faible déplacement. La contrainte est aussi faible (0.25). La structure est correctement dimensionnée avec les charges actuelles. Nous vérifions le flambement des diagonales.

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUE :

Seul le flambement est vérifié au niveau des diagonales. Il n'y a pas de risque de déversement.

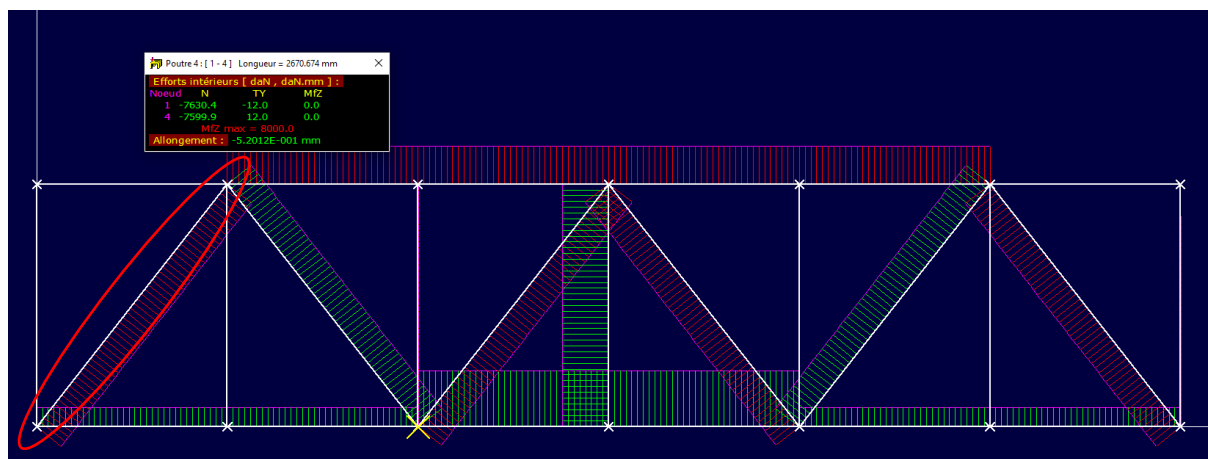
Nous avons vérifié cette diagonale. Sa section est de 70*70*7 en forme de T. La portée est de 2.70 m. Nous la considérons bi-articulée.

	Longueur de flambement	i	λ	Coefficient de réduction
Diagonale 70*70*7 en T	270 cm	2.12 cm	127	0.19

Ce type de section à un fort risque de flambement. Dans cette configuration, le lambda est de 127. Pour rappel la limite réglementaire est de 180. La diagonale est sensible au flambement. Nous avons considéré une section de 18.8 cm².

$$2350 * 13.82 * 0,13 = 8394 \text{ DaN}$$

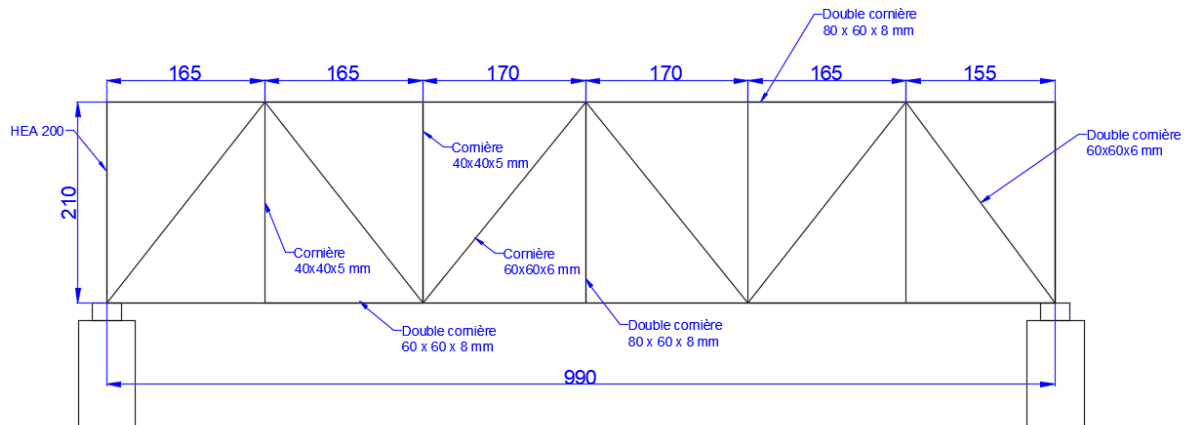
	Capacité portante	Charge du modèle	Taux de travail
Diagonale 70*70*7 en T	8394 daN	7600 daN	0.90



La diagonale est correctement dimensionnée. Il n'est pas possible d'ajouter des charges complémentaires, car les fermes ne peuvent pas en reprendre davantage.

3.5.4 Poutre transversale courante JD

La poutre treillis transversale courante JD est de type Warren. Elle porte de poteau à poteau en béton armé. Ces poutres sont situées au niveau des joints de dilatation du bâtiment. Elles reprennent la réaction d'appui de la ferme courante ou de la ferme courante avec shed.



3.5.4.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement global de la structure principale $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les poutres treillis.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente, nous avons réalisé un relevé géométrique présent ci-dessus (Vue en plan de la ferme avec les sections relevées).

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Nous considérons qu'il n'y pas de risque de déversement sur cette poutre. La ferme courante assure l'anti-déversement.

Les charges ponctuelles transmises par la ferme courante seront appliquées au niveau du montant central. Dans le poids propre de la structure, seuls les poids de la couverture et de la ferme sont pris en compte. Les charges suspendues au niveau des entrails ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

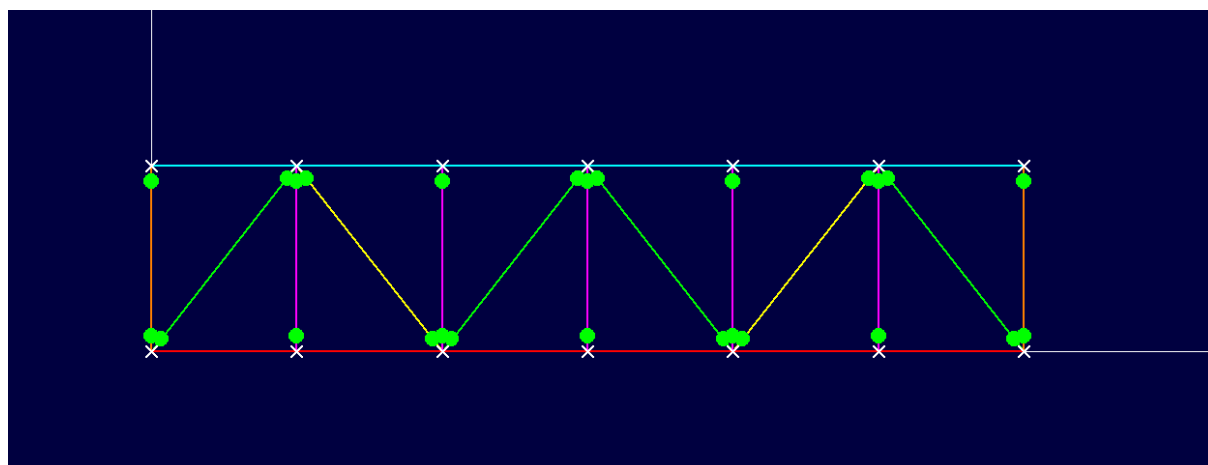
Nous considérons les charges suivantes :

Type de charge	Charge
Réaction d'appuis de la ferme courante ELS	3965 daN
Réaction d'appuis de la ferme courante ELU	5665 daN

3.5.4.2 Vérification de la poutre transversale courante JD

Nous avons modélisé la structure sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements

ELS	$1 \cdot G + 1 \cdot Q$
ELU	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$



Modèle avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 50 \text{ mm}$	2.6 mm	0.05
Contrainte	235 MPa	80 MPa	0.34

Ce type de structure est très rigide, elle admet de faible déplacement. La contrainte est aussi faible (0.34). La structure est correctement dimensionnée avec les charges actuelles. Nous vérifions le flambement des diagonales.

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUE :

Seul le flambement est vérifié au niveau des diagonales. Il n'y a pas de risque de déversement.

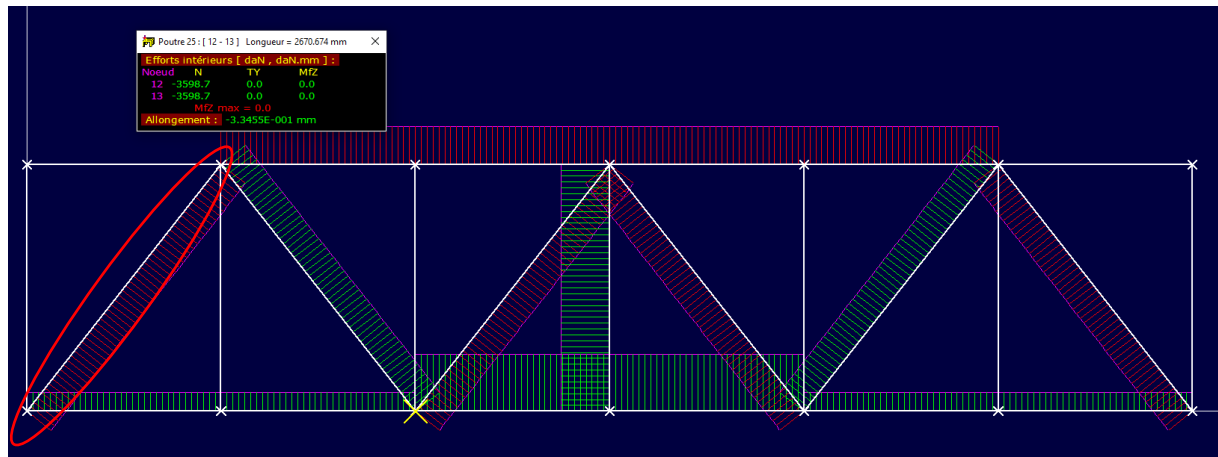
Nous avons vérifié cette diagonale. Sa section est de 60*60*6 en forme de T. La portée est de 2.70 m, nous la considérons bi-articulée.

	Longueur de flambement	i	λ	Coefficient de réduction
Diagonale 60*60*6 en T	270 cm	1.82 cm	148	0.13

Ce type de section sont à un fort risque de flambement. Dans cette configuration, le lambda est de 148, pour rappel la limite règlementaire est de 180. La diagonale est sensible au flambement. Nous avons considéré une section de 13.82 cm².

$$2350 * 13.82 * 0,13 = 4222 \text{ daN}$$

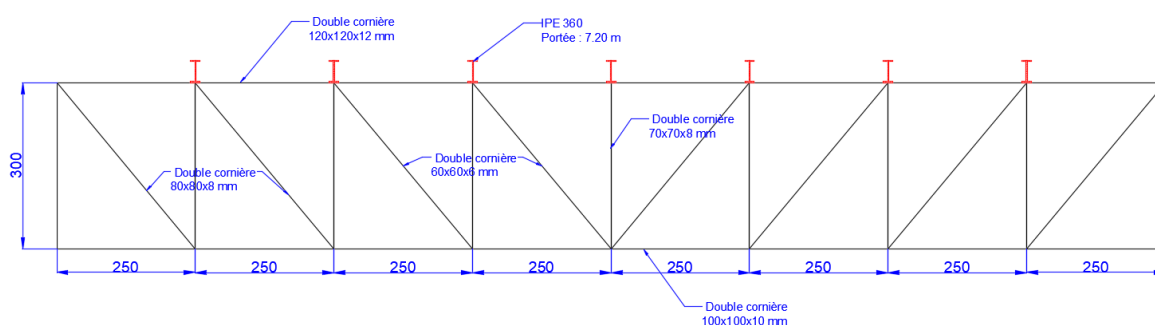
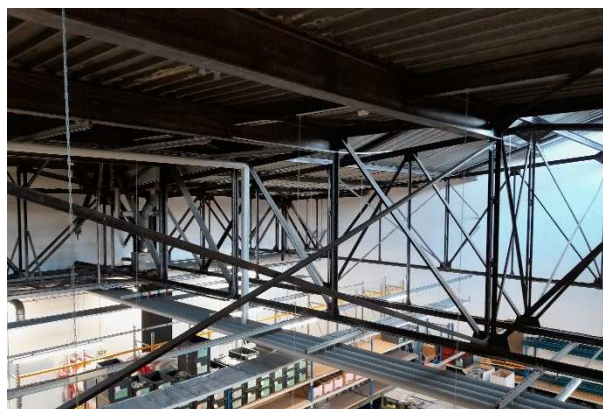
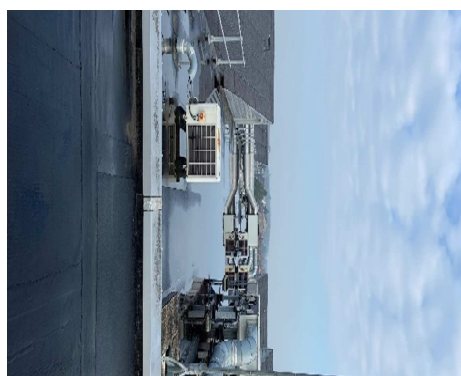
	Capacité portante	Charge du modèle	Taux de travail
Diagonale 60*60*6 en T	4222 daN	3600 daN	0.85



La diagonale est correctement dimensionnée. Il n'est pas possible d'ajouter des charges complémentaires, car les fermes ne peuvent pas en reprendre davantage.

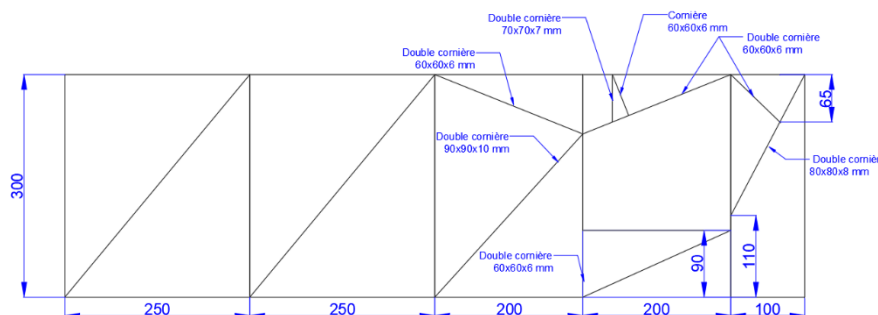
3.5.5 Poutre treillis longitudinale

Dans cette zone, de nombreuses machines sont disposées sur la toiture. La structure comprend des poutres treillis et des pannes. Les poutres treillis longitudinales reposent sur des poutres treillis transversales qui diffèrent de celles de la zone courante. Sans connaître le poids des machines, il est impossible de déterminer la capacité portante de la structure.



Lors de notre inspection, nous avons remarqué des singularités au niveau de la poutre longitudinale. Elle se situe au niveau d'une machine disposée en toiture. Nous notons un défaut de triangulation. Cela la rend instable et annule les effets de la poutre treillis.

Nos équipes n'ont pas pu accéder à l'ensemble du site. Nous ne pouvons pas déterminer si cette singularité est généralisée sur l'ensemble de cette zone. Nous réaliserons l'étude de structure uniquement sur la poutre treillis d'origine.



Singularités de la poutre longitudinale



3.5.5.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement global de la structure principale $L/300$ et pour la structure secondaire (panne) $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les fermes et les portiques.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente, nous avons réalisé un relevé géométrique présent ci-dessus (Vue en plan de la ferme avec les sections relevées).

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Un dispositif d'anti-déversement a été observé sur les fermes.

Les charges ponctuelles transmises par les pannes seront appliquées au niveau des montants de la ferme. Dans le poids propre de la structure, seul le poids de la couverture est pris en compte. Les charges suspendues au niveau des entrants ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

Nous négligeons les effets du vent sur la ferme. Nous considérons les charges suivantes :

Type de charge		Charge
Charge Permanente (G)	Poids propre de la panne	57.1 daN/ml
	Poids du bac acier isolé	15.0 daN/m²
Charge d'exploitation (Q)	Toiture	En option 500 daN/m²
Charge Climatique	Neige (S)	36.0 daN/m²

3.5.5.2 Vérification des pannes

Les pannes de cette partie sont des IPE 360 avec 7.20 m de portée et un entraxe de 2.50 m.

verification de poutre sur 2 appuis																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
-------------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

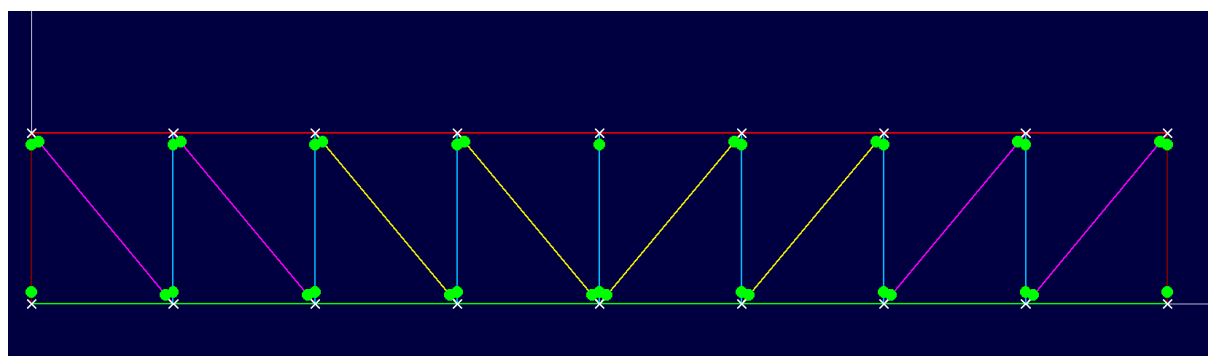
Les poutres peuvent supporter une charge supplémentaire de 500 kg/m², mais nous ne sommes pas en mesure de fournir une capacité portante précise pour cette zone. Lors de notre inspection, nous avons observé la présence de plusieurs machines dont le poids n'a pas été pris en compte dans nos calculs. Par conséquent, nous ne pouvons pas déterminer le niveau de charge actuelle.

Il est probable que les bacs en acier soient l'élément déterminant de la structure de la toiture. Ce type d'élément n'est pas en mesure de reprendre une charge aussi importante. Sans la fiche technique du constructeur, il n'est pas possible d'ajouter une charge supplémentaire sur la couverture. Dans cette zone, les charges devront être appliquées sur les pannes.

3.5.5.3 Vérification de la Poutre treillis longitudinale

Nous avons modélisé la ferme courante sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements ont été considérées :

ELS	$1 \cdot G + 1 \cdot Q$
ELU	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$



Modèle avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 100 \text{ mm}$	4.0 mm	0.04
Contrainte	235 MPa	33.62 MPa	0.15

Cette structure est connue pour sa grande rigidité, ce qui limite considérablement les déformations. Les contraintes sont également faibles, avec une valeur de 0.15. La structure est correctement dimensionnée pour les charges actuelles, étant donné que les pannes peuvent supporter une charge de 500 kg/m^2 . Nous procédons à la vérification des déplacements et des contraintes dans cette configuration.

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 100 \text{ mm}$	25.0 mm	0.25
Contrainte	235 MPa	186 MPa	0.79

La poutre longitudinale peut supporter une charge de 500 Kg/m^2 uniquement si la charge est directement appliquée sur les pannes. En revanche, le bac en acier n'est pas capable de supporter des charges aussi importantes.

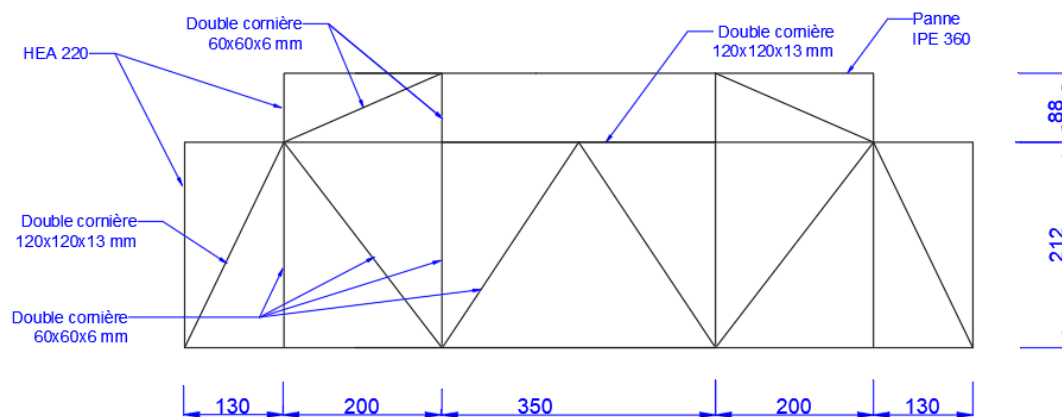
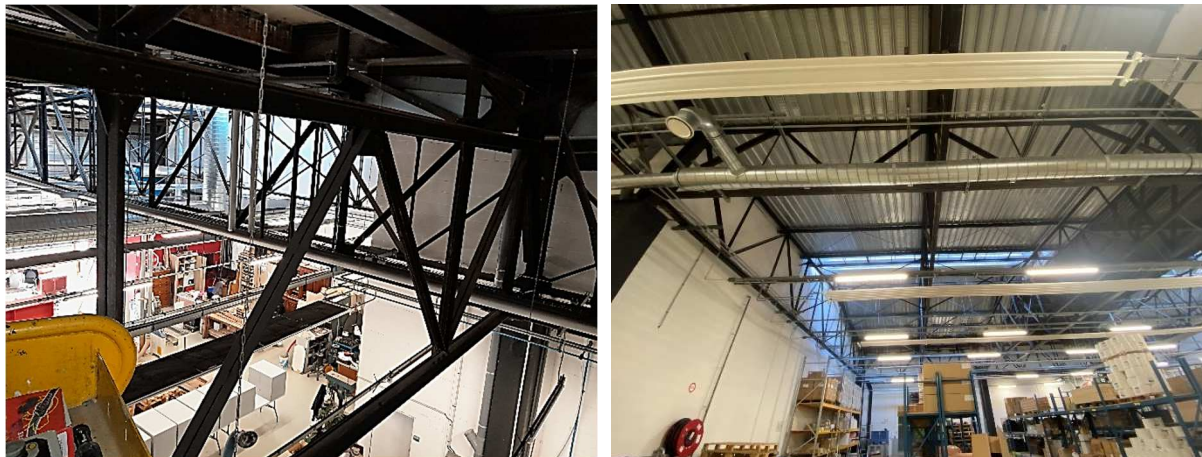
De plus il est possible d'ajouter une charge complémentaire de 210 kg/m^2 pour la poutre transversale et aucune charge complémentaire pour la poutre transversal JD.

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUE :

Les diagonales de cette poutre sont conçues pour absorber les efforts de traction, ce qui signifie qu'aucune vérification du flambement n'est à effectuer. De plus, nous estimons qu'il n'y a pas de risque de déversement pour la poutre treillis longitudinale, car des éléments stabilisateurs ont été identifiés.

3.5.6 Poutre transversale au niveau de la poutre treillis longitudinale

La poutre treillis transversale au niveau de la poutre longitudinale est de type Warren. Elle porte de poteau à poteau en béton armé. Elle reprend la réaction d'appui de la poutre longitudinale.



3.5.6.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement global de la structure principale $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les poutres treillis.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente nous avons réalisé un relevé géométrique, ci-dessous une vue en plan de la ferme avec les sections relevées.

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Nous considérons qu'il n'y pas de risque de déversement sur cette poutre. La poutre transversale assure l'anti-déversement.

Les charges ponctuelles transmises par la structure seront appliquées au niveau des montants. Dans le poids propre de la structure, seuls les poids de la couverture et de la ferme sont pris en compte, ainsi qu'une charge complémentaire d'exploitation. Les charges suspendues au niveau des entrails ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

Nous considérons les charges suivantes :

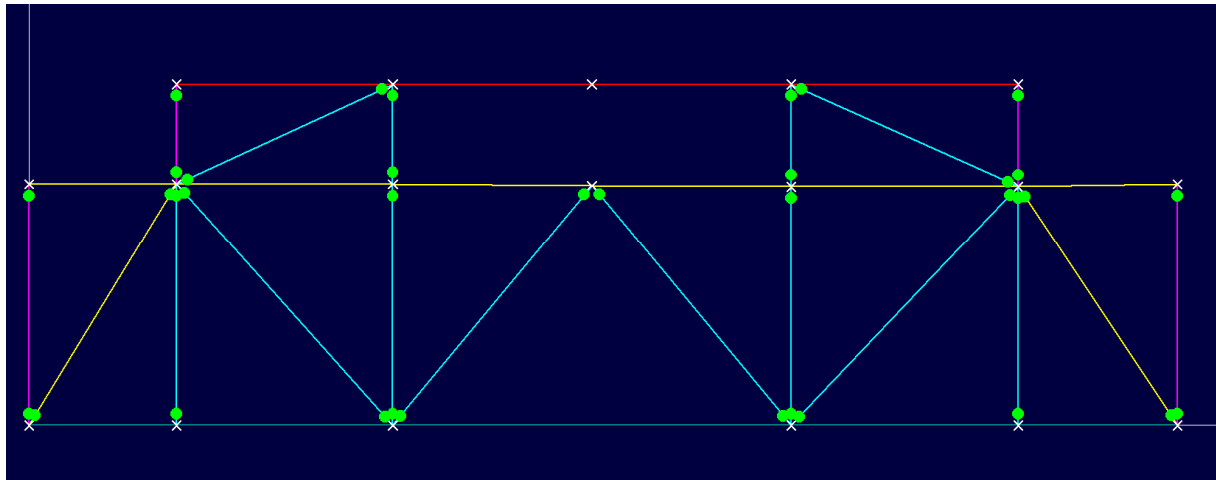
Type de charge	Charge
Réaction d'appuis de la ferme courante ELS	2*4930 daN
Réaction d'appuis de la ferme courante ELU	2*6918 daN

Nous avons estimé la capacité portante de cette poutre transversale à 32000 daN de réaction d'appui à ELU (la contrainte est dimensionnante dans ce type de structure). Cela correspond à une charge d'exploitation de 210 kg/m² en toiture.

3.5.6.2 Vérification de la poutre transversale courante JD

Nous avons modélisé la structure sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements

ELS	1*G + 1*Q
ELU	1.35*G + 1.5 Q



Modèle avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

Résultat avec uniquement les charge de la toiture et de la neige

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 50 \text{ mm}$	1 mm	0.02
Contrainte	235 MPa	100 MPa	0.41

Cette structure est réputée pour sa grande rigidité, ce qui limite considérablement les déformations. Les contraintes sont également faibles, avec une valeur de 0.41.

Actuellement, la structure est dimensionnée pour supporter les charges en place, car les pannes et la poutre longitudinale peuvent supporter une charge de 500 kg/m^2 . Nous avons vérifié les déplacements et les contraintes dans cette configuration, et la contrainte observée était de 350 MPa.

Cependant, il est important de noter que la structure n'est pas justifiée pour une charge d'exploitation de 500 kg/m^2 . La charge admissible pour cet élément est de 32000 daN par appui, ce qui équivaut à une charge d'exploitation de 210 kg/m^2 .

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUE :

Seul le flambement est vérifié au niveau des diagonales. Il n'y a pas de risque de déversement.

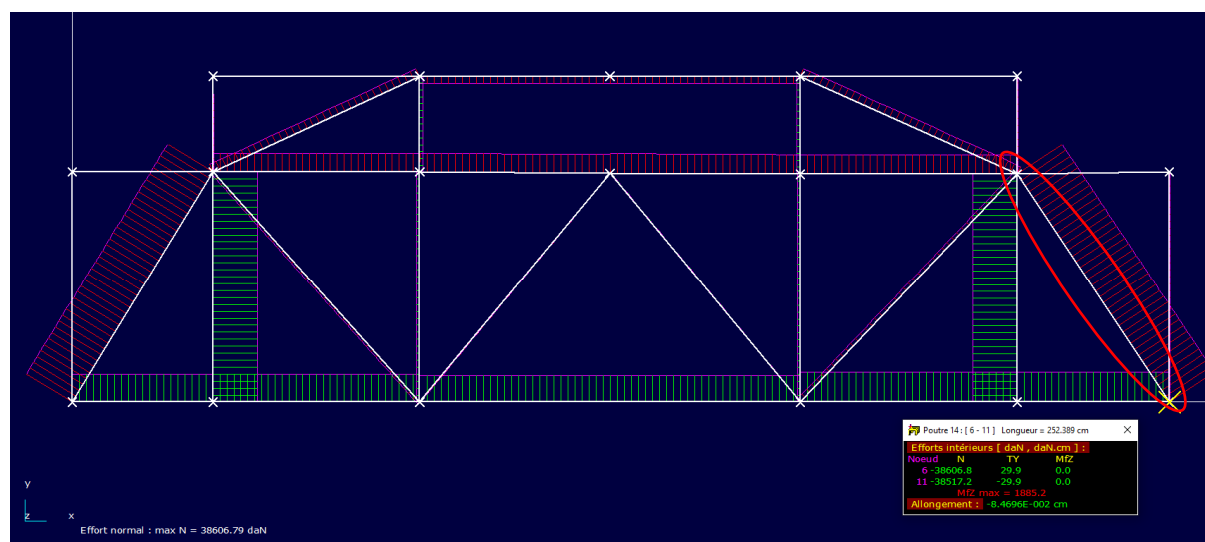
Nous avons vérifié cette diagonale. Sa section est de $120 \times 120 \times 12$ en forme de T. La portée est de 2.53, nous la considérons bi-articulée.

	Longueur de flambement	i	λ	Coefficient de réduction
Diagonale 60*60*6 en T	253 cm	3.65 cm	69	0.60

Ce type de section à un fort risque de flambement. Dans cette configuration, le lambda est de 69, pour rappel la limite règlementaire est de 180. La diagonale a un faible risque de flambement. Nous avons considéré une section de 55.08 cm².

$$2350 * 55.08 * 0,60 = 77662 \text{ daN}$$

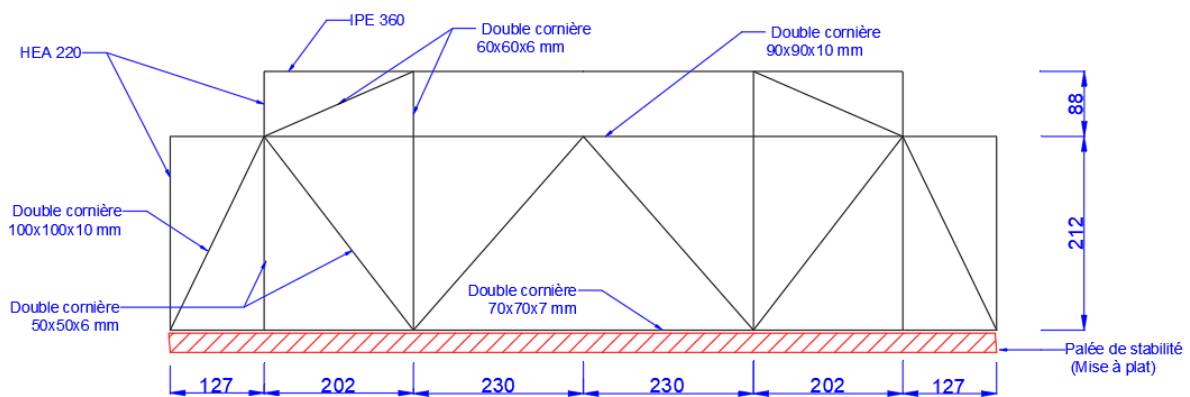
	Capacité portante	Charge du modèle	Taux de travail
Diagonale 60*60*6 en T	77662 daN	38600 daN	0.50



La diagonale est correctement dimensionnée pour les charges actuelles. Il est possible d'ajouter des charges complémentaires de 210 kg/m² dans cette zone.

3.5.7 Poutre transversale JD au niveau de la poutre treillis longitudinale

La poutre treillis transversale, située au niveau de la poutre longitudinale, est de type Warren. Elle relie les poteaux en béton armé et est positionnée au niveau d'un joint de dilatation. Ces poutres treillis transversales sont chargées de reprendre les réactions des appuis de la poutre longitudinale.



3.5.7.1 Hypothèse de calcul

Pour les vérifications, nous prendrons comme limite de déplacement global de la structure principale $L/200$.

La contrainte limite admise pour les éléments en acier sera du S235 pour les poutres treillis.

Pour réaliser notre modèle numérique de la charpente, nous avons réalisé un relevé géométrique présent ci-dessus (Vue en plan de la ferme avec les sections relevées).

Nous avons considéré un acier S235 avec un module de Young de 210 000 MPa. Nous considérons qu'il n'y pas de risque de déversement sur cette poutre. Les palées de stabilisation assurent l'anti-déversement.

Les charges ponctuelles transmises par la structure seront appliquées au niveau des montants. Dans le poids propre de la structure, seuls les poids de la couverture et de la ferme sont pris en compte, ainsi qu'une charge complémentaire d'exploitation. Les charges suspendues au niveau des entrails ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

Nous considérons les charges suivantes :

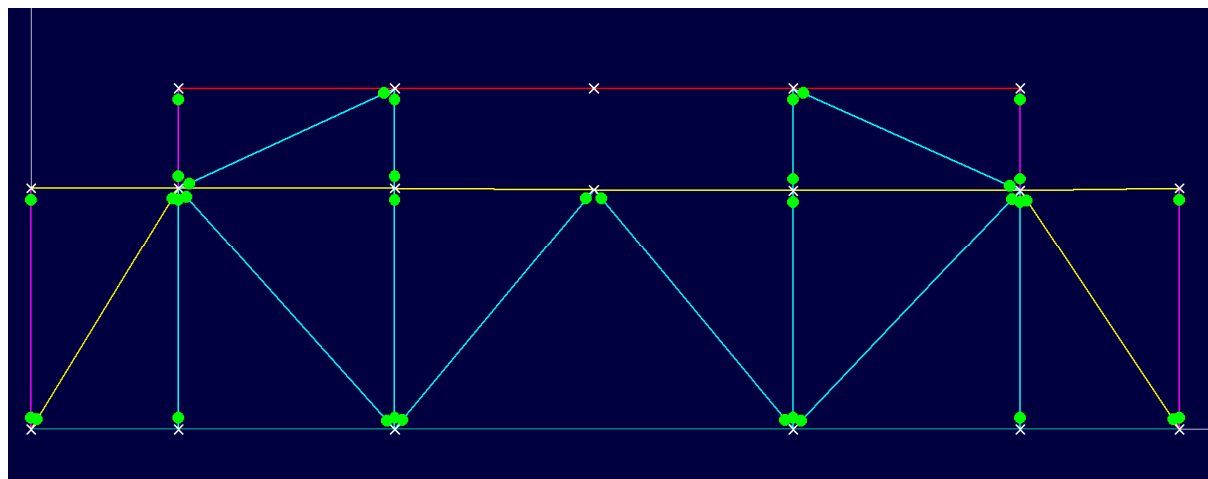
Type de charge	Charge
Réaction d'appuis de la ferme courante ELS	4930 daN
Réaction d'appuis de la ferme courante ELU	6918 daN

Nous avons estimé la capacité portante de cette poutre transversale à 22000 daN de réaction d'appui. Cela correspond à une charge d'exploitation de 300 kg/m² en toiture.

3.5.7.2 Vérification de la poutre transversale courante JD

Nous avons modélisé la structure sur RDM 7 afin de déterminer les déformations et les contraintes dans les différentes barres. Plusieurs combinaisons de chargements

ELS	$1 \cdot G + 1 \cdot Q$
ELU	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$



Modèle avec relaxation

PRESENTATION DES RESULTATS :

Résultat avec uniquement les charges de la toiture et de la neige

	Limite	Résultat du modèle	Taux de travail
Déformation	$l/200 = 50 \text{ mm}$	5 mm	0.10
Contrainte	235 MPa	73 MPa	0.31

Cette structure est réputée pour sa grande rigidité, ce qui limite considérablement les déformations. Les contraintes sont également faibles, avec une valeur de taux de travail de 0.31. Actuellement, la structure est dimensionnée pour supporter les charges en place, car les pannes et la poutre longitudinale peuvent supporter une charge de 500 kg/m^2 . Nous avons vérifié les déplacements et les contraintes dans cette configuration elles sont supérieures à 235 MPa.

Cependant, il est important de noter que la structure n'est pas justifiée pour une charge d'exploitation de 500 kg/m^2 . Si nous prenons en compte le flambement, la ferme est correctement dimensionnée pour les charges actuelles. Il n'est pas envisageable d'ajouter des charges dans cette zone

ÉTUDE DES INSTABILITES ELASTIQUE :

Seul le flambement est vérifié au niveau des diagonales. Il n'y a pas de risque de déversement.

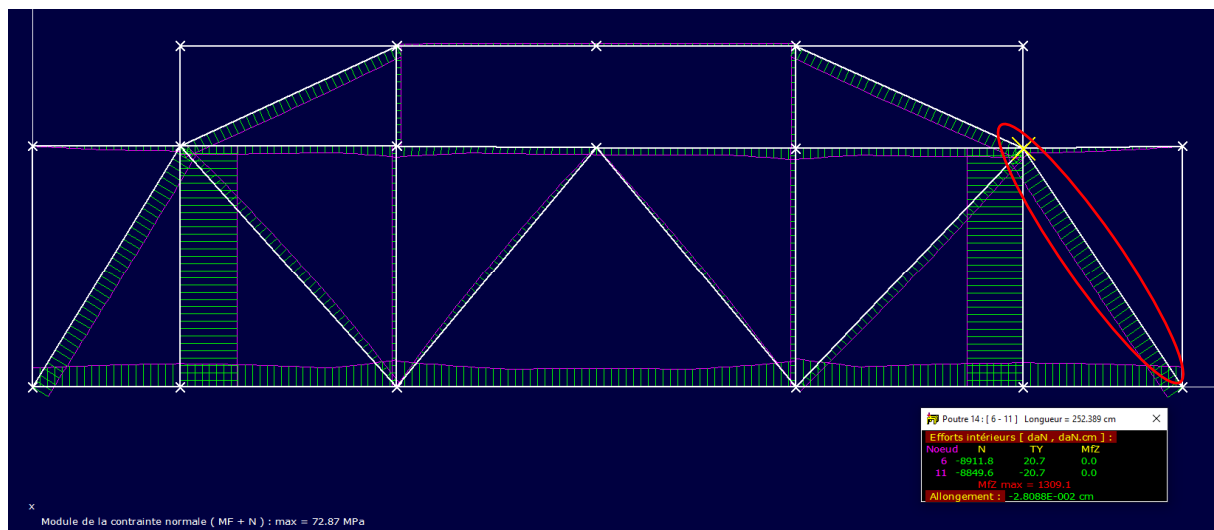
Nous avons vérifié cette diagonale. Sa section est de $70 \times 70 \times 7$ en forme de T. La portée est de 2.53, nous la considérons bi-articulée.

	Longueur de flambement	i	λ	Coefficient de réduction
Diagonale 60*60*6 en T	253 cm	2.12 cm	119	0.219

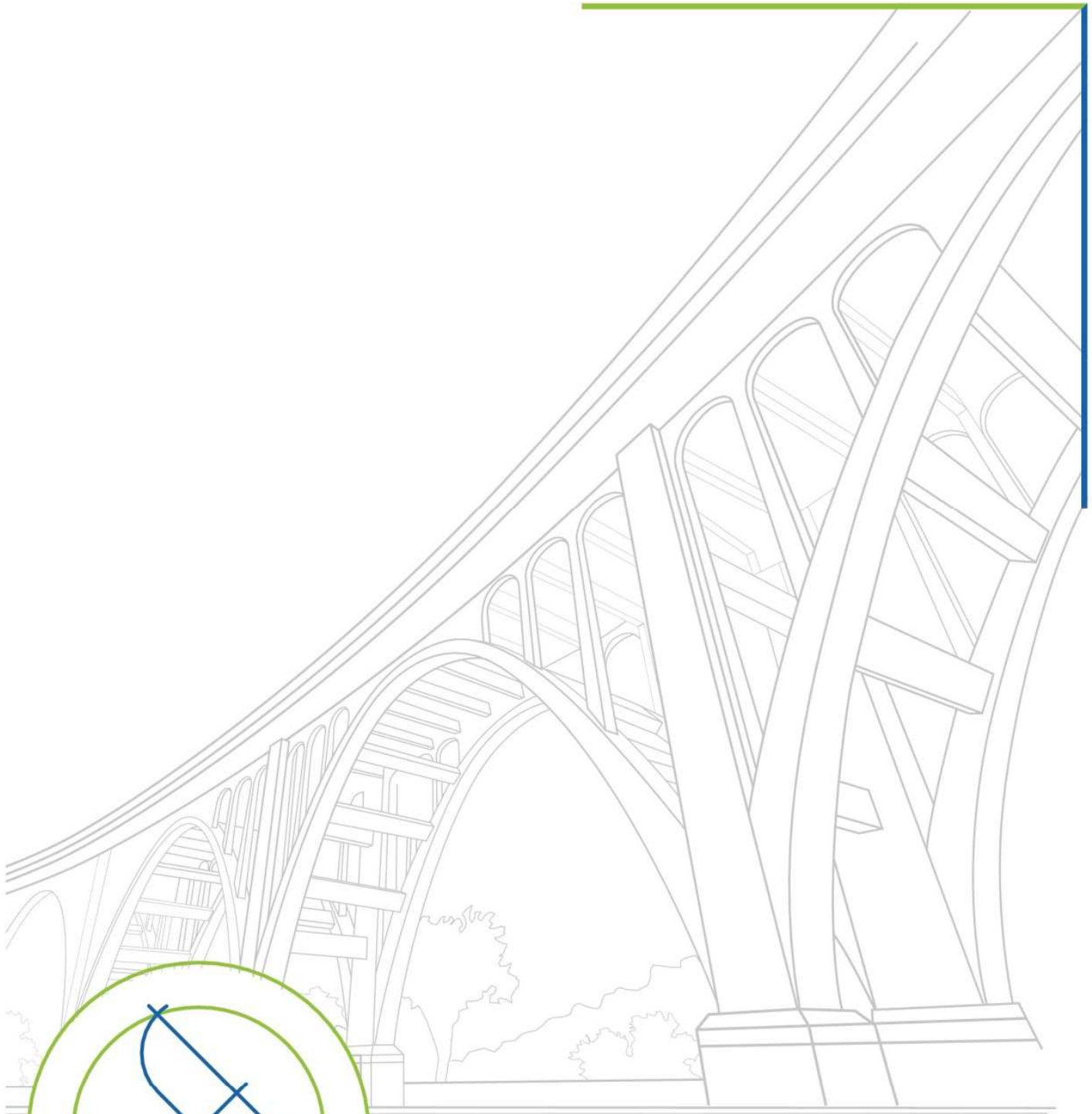
Ce type de section à un fort risque de flambement. Dans cette configuration, le lambda est de 69, pour rappel la limite règlementaire est de 180. La diagonale a un faible risque de flambement. Nous avons considéré une section de 18.8 cm².

$$2350 * 18.8 * 0,219 = 9675 daN$$

	Capacité portante	Charge du modèle	Taux de travail
Diagonale 60*60*6 en T	9675 daN	8950 daN	0.93



La diagonale est correctement dimensionnée. Il n'est pas possible d'ajouter des charges complémentaires, Car les fermes ne peuvent pas en reprendre.



Conclusion

Notre mission était d'évaluer la structure des bâtiments A/L10 et D/L18 au 130 rue de Rivoli, à Lille.

BATIMENT D/L18 :

1. État du bâtiment :

Extérieur :

Présence d'éclats de béton et d'armatures corrodées sur les façades nord, ouest et est. Des réparations ont été effectuées sur la façade est, mais pas sur les autres façades.

Défaut de pente causant des problèmes d'écoulement des eaux pluviales et de surcharge sur la structure au niveau de la toiture terrasse.

Intérieur :

Traces d'humidité et de moisissure, fissures dans la cage d'escalier, dégradation des briques de planchers en terre cuite.

2. Caractérisation des planchers :

Plancher bas rez-de-chaussée :

Dallage non homogène, avec des zones de dalle en béton et d'autres sans.

Planchers d'étages intermédiaires :

Composés de poutres principales en béton armé soutenant un plancher fait de poutrelles hourdis en terre cuite.

Plancher terrasse inaccessible :

Composé de poutres principales en béton armé et d'une dalle constituée de panneaux préfabriqués en béton précontraint.

3. Capacité portante des planchers :

- Planchers Bas R+1 : 274 kg/m²
- Planchers bas R+2 et R+3 : 191 kg/m²
- Toiture terrasse : 122 kg/m²

4. Étude de pose d'une ITE

Après notre analyse de la façade du bâtiment, voici nos observations

- Une liaison entre les poteaux et les linteaux de la structure est présente.
- Les essais d'arrachement des chevilles métalliques ont été effectués uniquement sur les poteaux, où la fixation de l'Isolation Thermique par l'Extérieur (ITE) est possible. Cependant, les linteaux montrent des signes de détérioration (éclats de béton et aciers corrodés), donc nous déconseillons de fixer l'ITE sur les linteaux.

Selon les résultats des essais d'arrachement sur les poteaux, la fixation de l'ITE sur les poteaux en béton ne pose aucun problème, avec des attaches similaires à celles utilisées lors de nos essais.

BATIMENT A/L10 :

1. État du bâtiment

Toiture :

L'inspection de la toiture n'a révélé aucun problème. Elle semble être en bon état visuel.

Intérieur :

Des fissures ont été observées sous les dalles hautes du rez-de-chaussée, ainsi que des marques de faïençage.

Charpente :

Des dommages ont été constatés sur la charpente, incluant l'écaillement de la peinture, la corrosion des éléments métalliques et d'anciennes traces d'infiltration d'eau.

2. Capacité portante du plancher

En se basant sur nos hypothèses et les résultats de nos calculs pour le plancher haut du rez-de-chaussée du bâtiment, la capacité portante du plancher est estimée à 800 kg/m².

3. Capacité portante de la charpente

Nous avons vérifié le dimensionnement de la charpente en considérant les charges en toiture. Les charges suspendues au niveau des entrails ne sont pas prises en compte dans notre modèle.

Zone / Élément		Taux de travail actuel	Capacité portante
Charpente courante	Panne ferme courante	0.81	15 kg/m ²
	Ferme courante	1.01	0 kg/m ²
	Ferme courante avec shed	*similaire à la ferme courante	
	Poutre transversale courante	0.90	Limitée par la ferme
	Poutre transversale courante JD	0.85	Limitée par la ferme

Pour cette zone, l'ajout de charges supplémentaires n'est pas envisageable. De plus, étant donné que nous n'avons pas pris en compte toutes les charges dans notre modèle (notamment les charges au niveau des entrails), il est possible que les coefficients de sécurité soient déjà compromis.

Zone / Élément		Taux de travail actuel	Capacité portante
Toiture plate	Panne	0.08	500 kg/m ²
	Poutre longitudinale	0.15	500 kg/m ²
	Poutre transversale	0.50	210 kg/m ²
	Poutre transversale JD	0.93	0 kg/m ²

Pour cette zone, l'ajout de charges supplémentaires n'est pas envisageable au niveau des poutres transversales JD. De plus, étant donné que nous n'avons pas pris en compte toutes les charges dans notre

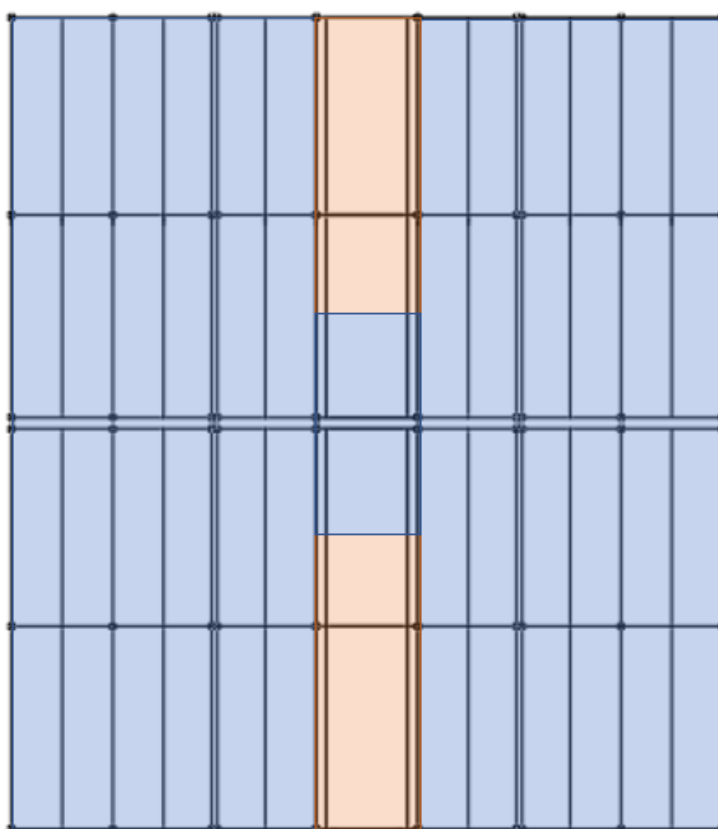
modèle (notamment les charges au niveau des entrails et les charges ajoutées par les machines), il est possible que les coefficients de sécurité soient déjà légèrement compromis.

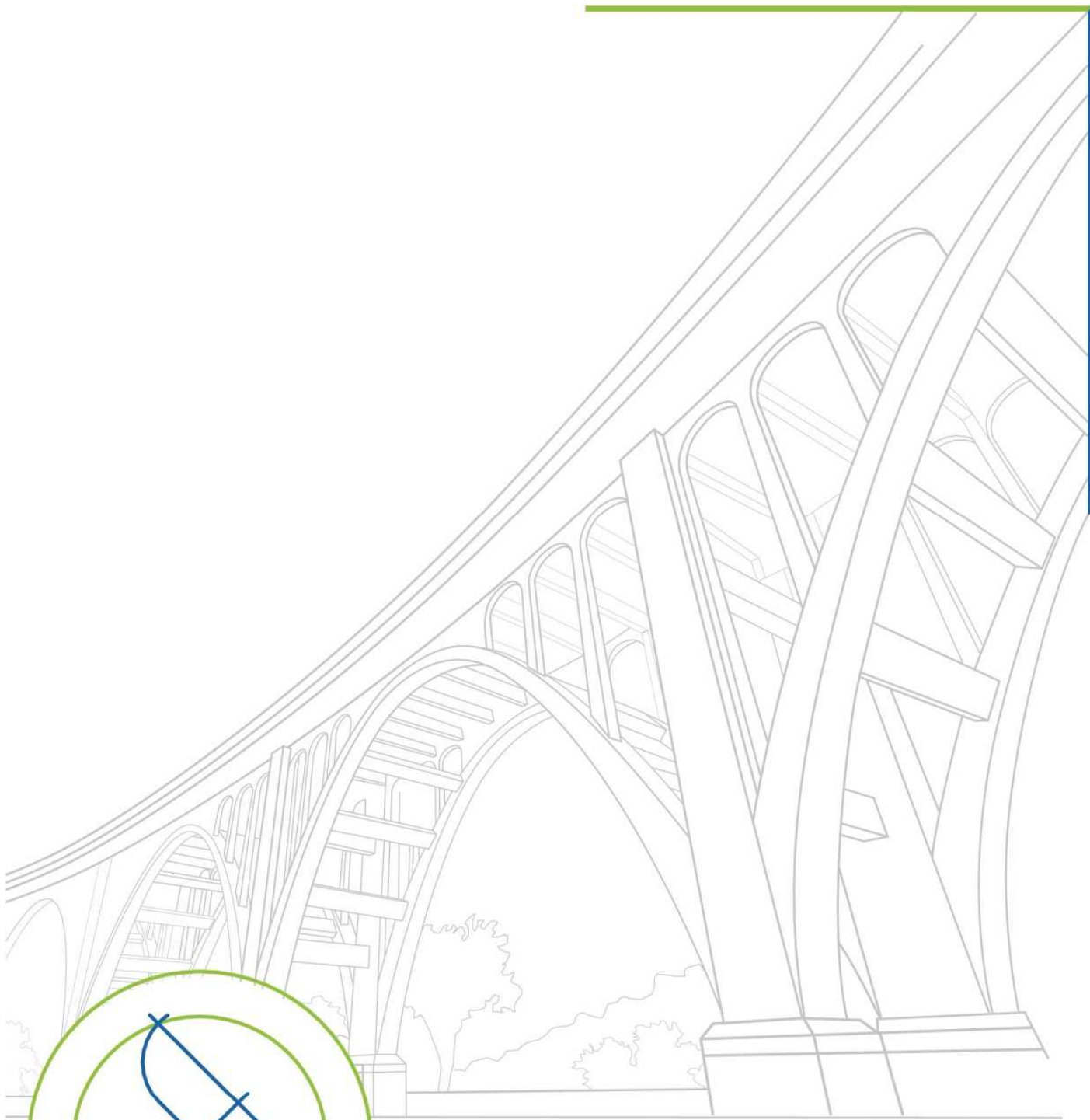
Il serait possible d'ajouter 210 kg/m^2 de charges complémentaires au niveau de l'emprise des poutres transversales. Nous n'avons pas pu déterminer l'ensemble des charges appliquées dans cette zone. Cette capacité portante est donc sur estimée ; Une étude des charges actuelles est nécessaire ainsi qu'une vérification du bac acier avant la pose des charges.

Récapitulatif des zones

Les zones en bleu ont une capacité portante de 0 kg/m^2 . Il n'est pas possible d'ajouter de charge complémentaire sur cette toiture.

Les zones en orange ont une capacité portante de 210 kg/m^2 . Il sera important d'ajouter le poids des machines afin de mettre à jour la capacité portante mises en place. Sous réserve qu'il n'y est pas de défaut de triangulation des poutres treillis longitudinale.



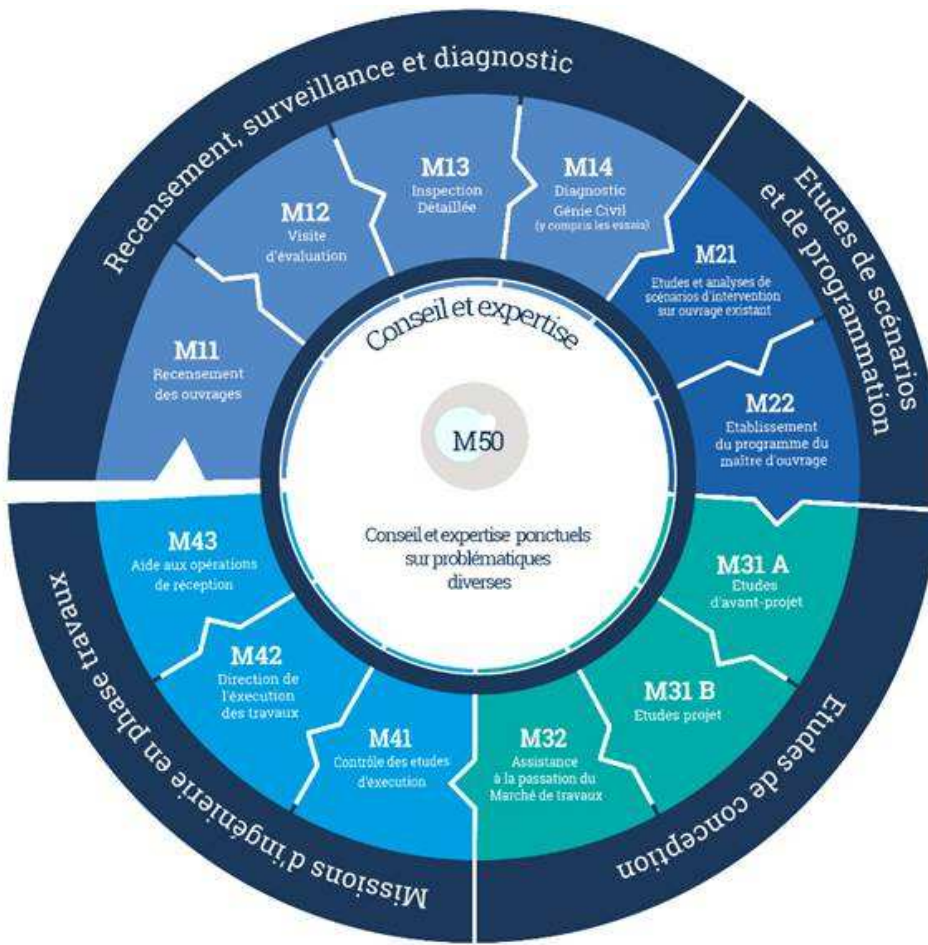


Annexes

ANNEXE 1

CLASSIFICATION DU RAPPORT

Classification des missions d'Ingénierie sur Ouvrages existants



Objectifs des missions

Recensement, surveillance et diagnostic		
Code	Intitulé	Objectif
1	M11 Recensement des ouvrages	Rechercher, localiser, identifier et caractériser succinctement toutes les structures se trouvant sur un itinéraire ou dans un périmètre donné.
	M12 Visite d'évaluation	Sur la base d'une visite réalisée sans moyen d'accès particulier, donner un avis sur l'état d'un ouvrage et lui attribuer une note ou une cotation.
	M13 Inspection Détaillée	Donner un avis argumenté sur l'état d'un ouvrage et des préconisations pour le maintien de son niveau de service et de sécurité à partir d'une analyse technique complète comprenant a minima une analyse documentaire, un relevé visuel exhaustif et des mesures simples.
	M14 Diagnostic Génie Civil (y compris les essais)	Établir, sur la base de l'analyse des résultats d'un programme d'investigations défini et réalisé dans le cadre de la mission, les performances d'une structure et / ou les causes, la gravité et les conséquences de défauts existants, en vue d'une étude de réparation, de réhabilitation, de changement de destination ou de prolongation de durée de vie. Le programme d'investigations peut comporter tout ou partie des éléments suivants : mesures, auscultation, topométrie, prélèvements et analyses de matériaux, essais de chargement, modélisation et étude de conformité. Cette fiche décrit globalement la mission de diagnostic. Le cas échéant, le chef de projet assure le pilotage et la coordination technique entre les prestataires chargés de réaliser des investigations spécialisées.

Etudes de scénarios et de programmation		
Code	Intitulé	Objectif
2	M21 Etudes et analyse de scénarios d'intervention sur ouvrage existant	Sur la base des résultats du diagnostic, réaliser des études de scénarios permettant d'aboutir au choix d'une ou de plusieurs solutions qui seront soumises à la validation du Maître d'ouvrage. Les scénarios permettent de tester diverses options d'intervention, sans exclusion a priori, ni analyse préférentielle, telles que : réparation, réhabilitation, changement de destination, prolongation de durée de vie... Les scénarios tiennent compte des objectifs du Maître d'ouvrage, de ses contraintes et de ses obligations. Ces scénarios doivent être réalistes et doivent permettre d'évaluer les risques, les délais d'intervention et les coûts associés. La mise au point de scénarios peut nécessiter la réalisation d'études complémentaires ou d'investigations spécifiques, non décrites en détail dans cette fiche. À l'issue de cette étude, le Maître d'ouvrage est en mesure d'effectuer un choix de scénario(s) à partir de critères qu'il aura défini.
	M22 Etablissement du programme du maître d'ouvrage	Sur la base des études de scénarios, de l'analyse et du choix effectué à l'étape précédente, établir le programme d'intervention sur un ouvrage existant. Sur la base du scénario choisi, l'objectif est d'établir un programme général d'intervention qui porte sur tous les aspects de celle-ci (organisationnels, délais, financiers, techniques...).

Etudes de conception		
Code	Intitulé	Objectif
3	M31 A Etudes d'avant-projet	Sur la base du programme des études et analyse de scénarios d'intervention sur ouvrage existant (M21) et du programme du Maître d'ouvrage (M22), l'étude d'Avant-Projet définit les solutions techniques de réparation, de réhabilitation ou de reconstruction et délimite le cadre du projet (étapes, budget prévisionnel, acteurs, échéances).
	M31 B Etudes projet	Description détaillée de la solution retenue. Etablissement de toutes données permettant de constituer les Dossiers de Consultation des Entreprises.
	M32 Assistance à la passation du Marché de travaux	La fiche M32 a pour objectif d'établir le Dossier de Consultation des Entreprises sur la base du projet validé par le maître d'ouvrage, d'analyser les offres remises et de proposer un candidat à retenir auprès de la maîtrise d'ouvrage.

Missions d'ingénierie en phase travaux		
Code	Intitulé	Objectif
4	M41 Contrôle des études d'exécution	Assurer le contrôle de la totalité des études d'exécution réalisées par le Titulaire
	M42 Direction de l'exécution des travaux	Vérification de la bonne réalisation du contrat de travaux passé entre la maîtrise d'ouvrage et le titulaire
	M43 Aide aux opérations de réception	Assistance au maître d'ouvrage lors des opérations de réception et pendant la période de garantie de parfait achèvement (1 an à compter de la réception des travaux).

Mission hors enchaînement		
Code	Intitulé	Objectif
M50	Conseil et expertise ponctuels sur problématiques diverses	Cette mission apporte un conseil ponctuel ou une expertise à la maîtrise d'ouvrage ou à un tiers (maître d'œuvre, entreprise...) sur une problématique donnée. Il s'agit par exemple d'une mission déclenchée à la suite de sinistres (incendies, accidents, chocs, inondation, pollution...) ou au constat d'anomalies a priori préoccupantes vis à vis de la sécurité, de la solidité de la structure, de la continuité de l'exploitation, de la conformité réglementaire et / ou contractuelle. Cette mission est, par nature, de courte durée ; elle se situe hors enchaînement des missions détaillées au sein du présent guide qui sont adaptées à une opération déjà identifiée. Cette mission permet, par exemple, à un maître d'ouvrage de comprendre le problème posé et de cadrer ses besoins en termes de conseils et d'interventions pour le traiter (nature de l'opération, enchaînement des missions, etc.). Le cas échéant, cette mission peut constituer un élément de dossier sur demande d'un expert judiciaire assermenté dans le cadre d'un référé préventif ou d'une expertise judiciaire.

ANNEXE 2

FICHE PRODUIT

GOUJON D'ANCRAGE :



Goujon d'ancrage acier zingué

Reference: BZ



Traversant

Permet une pose rapide au travers de l'objet à fixer.

Pratique

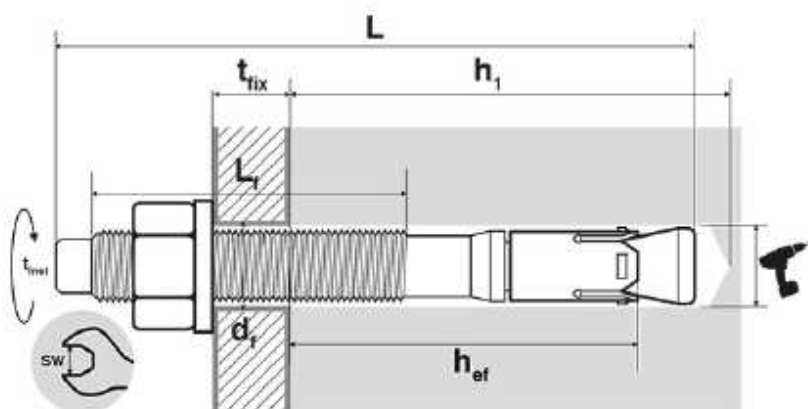
Filetage long et protégé par son extrémité.

Large gamme

Dimensions disponibles de Ø6x45 à Ø20x215.



Dessin technique



ANNEXE 2 : FICHE PRODUIT

Description longue (Informations techniques)

Famille: Fixations lourdes
 Usage: Fixation dans le béton
 Agrément: ATE
 Agrément: ATE Option 7
 Matériau support: Béton
 Matière: Acier zingué
 Type: Goujons d'ancrages
 Charges: Lourdes
 Charges: Moyennes
 Tête vis: Filetée

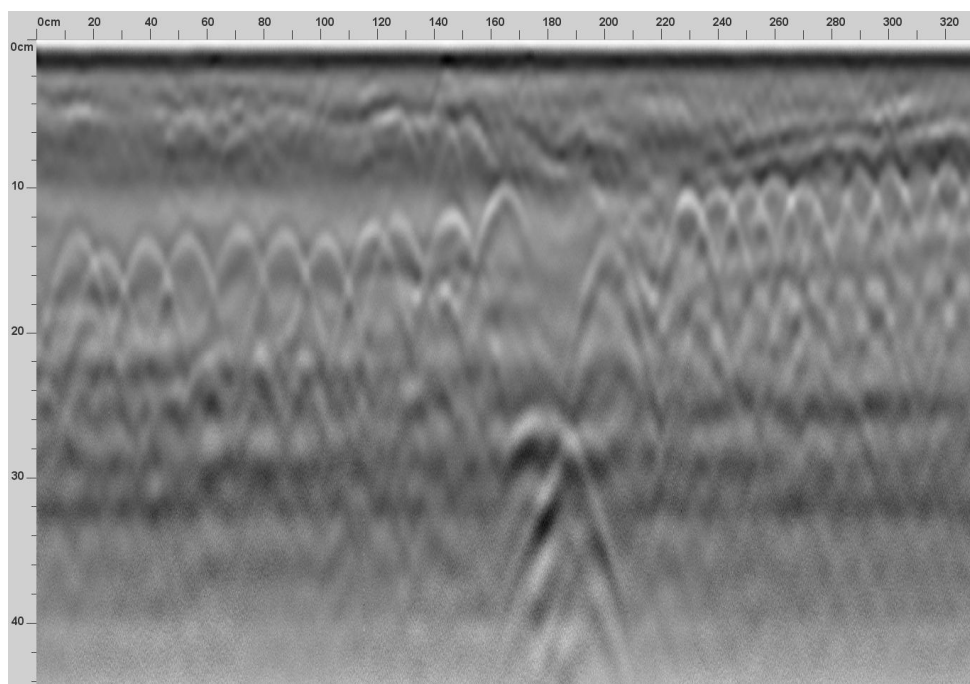
Tableau des caracteristiques

Diamètre	Longueur	tfix	Øperçage	h1	SW	tinst	Lf	Référence
M6	45	5	6	50	10	8	13,5	BZ-06X45
M6	55	15	6	50	10	8	21,5	BZ-06X55
M6	85	45	6	50	10	8	51,5	BZ-06X85
M8	50	2	8	55	13	15	16,5	BZ-08X50
M8	65	15	8	55	13	15	31,5	BZ-08X65
M8	70	20	8	55	13	15	36,5	BZ-08X70
M8	80	30	8	55	13	15	46,5	BZ-08X80
M8	95	45	8	55	13	15	61,5	BZ-08X95
M8	100	50	8	55	13	15	66,5	BZ-08X100
M8	105	55	8	55	13	15	71,5	BZ-08X105
M8	115	65	8	55	13	15	81,5	BZ-08X115
M8	130	80	8	55	13	15	96,5	BZ-08X130
M8	165	115	8	55	13	15	100	BZ-08X165
M10	65	5	10	65	17	25	27	BZ-10X65
M10	80	20	10	65	17	25	42	BZ-10X80
M10	95	35	10	65	17	25	57	BZ-10X95
M10	110	50	10	65	17	25	72	BZ-10X110
M10	120	60	10	65	17	25	82	BZ-10X120
M10	150	90	10	65	17	25	100	BZ-10X150
M12	80	2	12	80	19	40	33	BZ-12X80
M12	100	20	12	80	19	40	51	BZ-12X100
M12	120	40	12	80	19	40	71	BZ-12X120
M12	125	45	12	80	19	40	76	BZ-12X125
M12	135	55	12	80	19	40	86	BZ-12X135
M12	160	80	12	80	19	40	100	BZ-12X160
M12	180	100	12	80	19	40	100	BZ-12X180
M12	220	140	12	80	19	40	100	BZ-12X220
M12	240	160	12	80	19	40	100	BZ-12X240
M16	105	5	16	90	24	80	43	BZ-16X105
M16	115	15	16	90	24	80	53	BZ-16X115
M16	125	25	16	90	24	80	63	BZ-16X125
M16	140	40	16	90	24	80	78	BZ-16X140
M16	180	80	16	90	24	80	100	BZ-16X180
M16	200	100	16	90	24	80	100	BZ-16X200
M16	240	140	16	90	24	80	100	BZ-16X240
M20	130	15	20	125	30	200	65	BZ-20X130
M20	160	45	20	125	30	200	95	BZ-20X160
M20	215	100	20	125	30	200	100	BZ-20X215

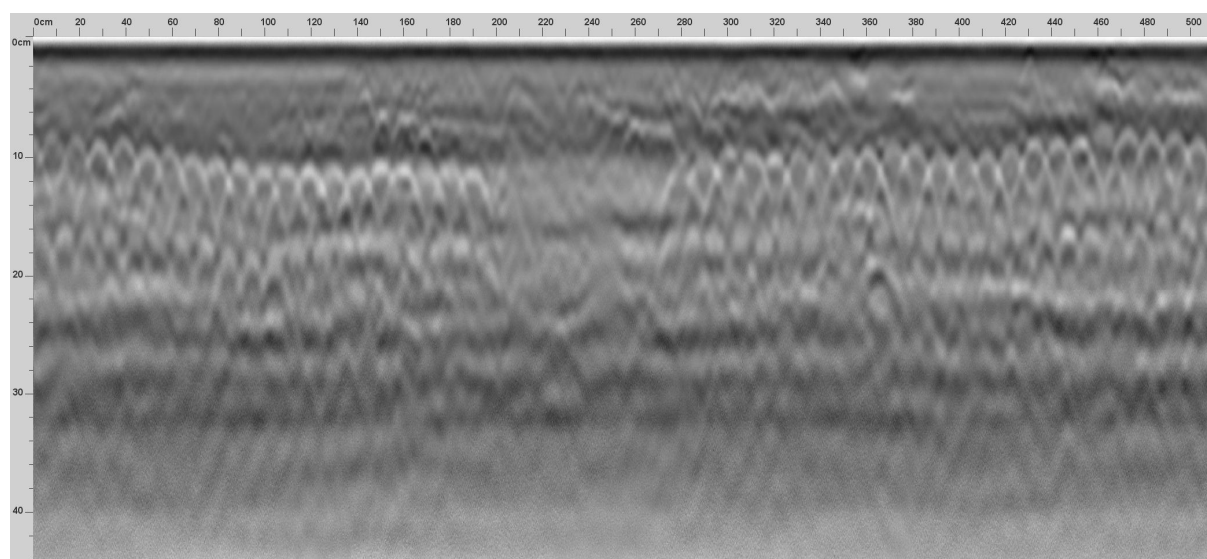
ANNEXE 3

LIGNES RADAR

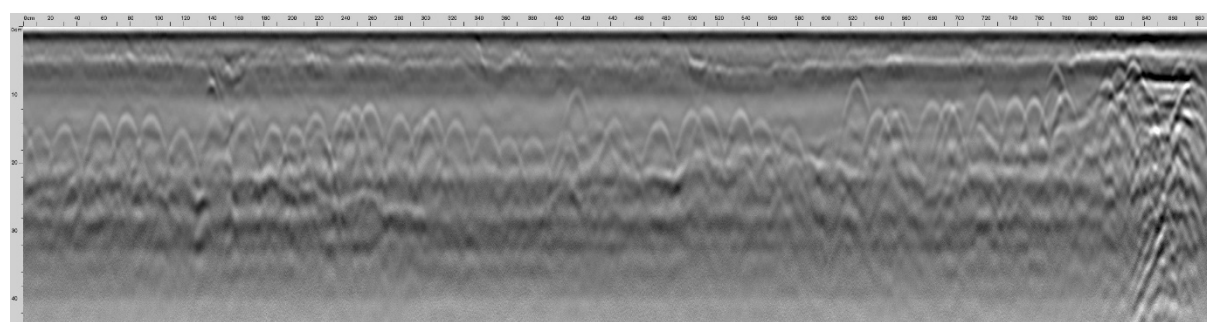
ANNEXE 4 : LIGNES RADAR



L1



L2




L3

ANNEXE 4

NOTES DE CALCUL –BATIMENT A/L10

ANNEXE 4 : NOTE DE CALCUL – BATIMENT A/L10

	Calcul moment fléchissant (Med) d'une poutre rectangulaire Poutre secondaire (S1)	V1
---	--	-----------

Géométrie de la poutre		
h	1.1	m
b _w	0.55	m
d	1.05	m
e	0.05	m

Caractéristiques du Béton		
f _{ck}	30.00	MPa
γ _c	1.50	-
f _{cd}	17.00	MPa
f _{cm}	38.00	MPa
E _{cm}	32836.57	MPa

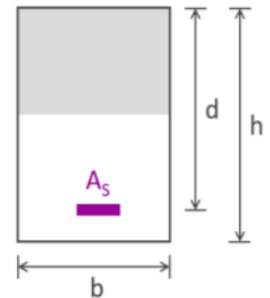
Caractéristiques d'aciers		
f _{yk}	400	MPa
γ _s	1.15	-
f _{yd}	347.8	MPa


Vérification en flexion simple des armatures longitudinales		
---	--	--

Symbole et formules	Valeur	Unité
M_{ed} : Moment résistant	1577.24	KN.m
h	1.1	m
b _w	0.55	m
d	1.05	m
f _{cd}	17.00	MPa
f _{yd}	347.83	MPa
$\mu = M_{ed} / (b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	0.154	-
$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}})$	0.210	-
z = d (1 - 0.4α)	0.96	m
$A_s = \frac{M_{ed}}{(Z \cdot f_{yd})}$	47.32	cm²

As	47.32	cm²/m
----	--------------	-------

Aciers longitudinaux			
Nombre	Diamètre	Section (cm²)	e (mm)
5	25	24.54	45
4	25	19.63	70
1	20	3.14	20
Section totale (cm²)		47.32	



	Calcul moment fléchissant (Med) d'une poutre rectangulaire Poutre secondaire (S2)	V1
---	--	-----------

Géométrie de la poutre		
h	0.67	m
b _w	0.32	m
d	0.64	m
e	0.04	m

Caractéristiques du Béton		
f _{ck}	30.00	MPa
γ _c	1.50	-
f _{cd}	17.00	MPa
f _{cm}	38.00	MPa
E _{cm}	32836.57	MPa

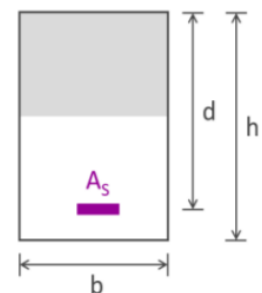
Caractéristiques d'aciers		
f _{yk}	400	MPa
γ _s	1.15	-
f _{yd}	347.8	MPa

Vérification en flexion simple des armatures longitudinales		
---	--	--


Symbole et formules	Valeur	Unité
M_{ed} : Moment résistant	198.29	KN.m
h	0.67	m
b _w	0.32	m
d	0.64	m
f _{cd}	17.00	MPa
f _{yd}	347.83	MPa
$\mu = M_{ed} / (b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	0.090	-
$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}})$	0.119	-
z = d (1 - 0.4α)	0.60	m
$A_s = \frac{M_{ed}}{(Z \cdot f_{yd})}$	9.42	cm²

As	9.42	cm²/m
----	-------------	-------

Aciers longitudinaux			
Nombre	Diamètre	Section (cm²)	e (mm)
3	20	9.42	35
		0.00	
		0.00	
Section totale (cm²)		9.42	



ANNEXE 4 : NOTE DE CALCUL – BATIMENT A/L10

	Calcul moment fléchissant (Med) d'une poutre rectangulaire Poutre secondaire (S3)	V1
---	--	-----------

Géométrie de la poutre		
h	1.1	m
b _w	0.6	m
d	1.02	m
e	0.08	m

Caractéristiques du Béton		
f _{ck}	30.00	MPa
γ _c	1.50	-
f _{cd}	17.00	MPa
f _{cm}	38.00	MPa
E _{cm}	32836.57	MPa

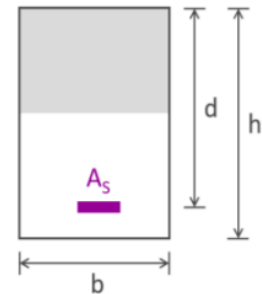
Caractéristiques d'aciers		
f _{yk}	400	MPa
γ _s	1.15	-
f _{yd}	347.8	MPa


Vérification en flexion simple des armatures longitudinales		
---	--	--

Symbole et formules	Valeur	Unité
M_{ed} : Moment résistant	2671.76	KN.m
h	1.1	m
b _w	0.60	m
d	1.02	m
f _{cd}	17.00	MPa
f _{yd}	347.83	MPa
$\mu = M_{ed} / (b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	0.252	-
$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$	0.369	-
$z = d (1 - 0.4\alpha)$	0.87	m
$A_s = \frac{M_{ed}}{(Z \cdot f_{yd})}$	88.36	cm²

As	88.36	cm²/m
----	-------	-------

Aciers longitudinaux			
Nombre	Diamètre	Section (cm²)	e (mm)
6	25	29.45	25
6	25	29.45	80
6	25	29.45	135
Section totale (cm²)		88.36	



	Calcul moment fléchissant (Med) d'une poutre rectangulaire Poutre secondaire (S4 & S5)	V1
---	---	-----------

Géométrie de la poutre		
h	0.67	m
b _w	0.32	m
d	0.60	m
e	0.07	m

Caractéristiques du Béton		
f _{ck}	30.00	MPa
γ _c	1.50	-
f _{cd}	17.00	MPa
f _{cm}	38.00	MPa
E _{cm}	32836.57	MPa

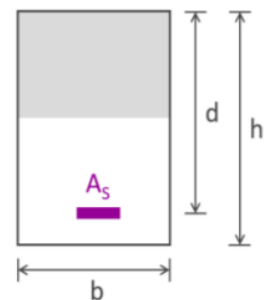
Caractéristiques d'aciers		
f _{yk}	400	MPa
γ _s	1.15	-
f _{yd}	347.8	MPa

Vérification en flexion simple des armatures longitudinales		
---	--	--

Symbole et formules	Valeur	Unité
M_{ed} : Moment résistant	641.58	KN.m
h	0.67	m
b _w	0.32	m
d	0.60	m
f _{cd}	17.00	MPa
f _{yd}	347.83	MPa
$\mu = M_{ed} / (b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	0.329	-
$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$	0.518	-
$z = d (1 - 0.4\alpha)$	0.47	m
$A_s = \frac{M_{ed}}{(Z \cdot f_{yd})}$	38.85	cm²

As	38.85	cm²/m
----	-------	-------

Aciers longitudinaux			
Nombre	Diamètre	Section (cm²)	e (mm)
3	25	14.73	40
3	32	24.13	90
		0.00	
Section totale (cm²)		38.85	



ANNEXE 4 : NOTE DE CALCUL – BATIMENT A/L10



Calcul moment fléchissant (Med) d'une poutre rectangulaire Poutre secondaire (S6)

v1

Géométrie de la poutre

h	1.1	m
b _w	0.4	m
d	1.03	m
e	0.07	m

Caractéristiques du Béton

f _{ck}	30.00	MPa
f _{te}	1.50	-
f _{cd}	17.00	MPa
f _{cm}	38.00	MPa
E _{cm}	32836.57	MPa

Caractéristiques d'aciers

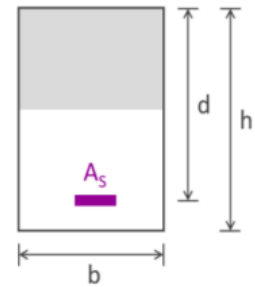
f _{yk}	400	MPa
f _{ts}	1.15	-
f _{yd}	347.8	MPa

Vérification en flexion simple des armatures longitudinales

Symbole et formules	Valeur	Unité
M_{ed} : Moment résistant	1259.93	KN.m
h	1.1	m
b _w	0.40	m
d	1.03	m
f _{cd}	17.00	MPa
f _{yd}	347.83	MPa
$\mu = M_{ed} / (b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	0.174	-
$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$	0.241	-
z = d (1 - 0.4α)	0.93	m
$A_s = \frac{M_{ed}}{(z \cdot f_{yd})}$	38.88	cm ²

A _s	38.88	cm ² /m
----------------	--------------	--------------------

Aciers longitudinaux			
Nombre	Diamètre	Section (cm ²)	e (mm)
3	25	14.73	40
3	25	14.73	65
3	20	9.42	120
Section totale (cm ²)		38.88	





VOS CONTACTS

Stephan KESTELOOT

Référent Géo-Structure Nord Est

Téléphone : 03.21.56.43.43

Télécopie : 03.21.68.19.99

Email : s.kesteloot@groupeginger.com



Direction Régionale Grand Nord

Technoparc Futura

62400 BETHUNE

Tél. : 03 21 56 43 43