



GINGER

resah 

CHU
AMIENS
PICARDIE 

M.CHEDEBOIS

Entreprise : RESAH

13 Rue Moreau, 75012, Paris

DIAGNOSTIC STRUCTURE




CHU SAINT-VICTOR - AMIENS

Rapport : NAM7.O.048

Vendredi 2 Octobre 2024

 **GINGER**
CEBTP

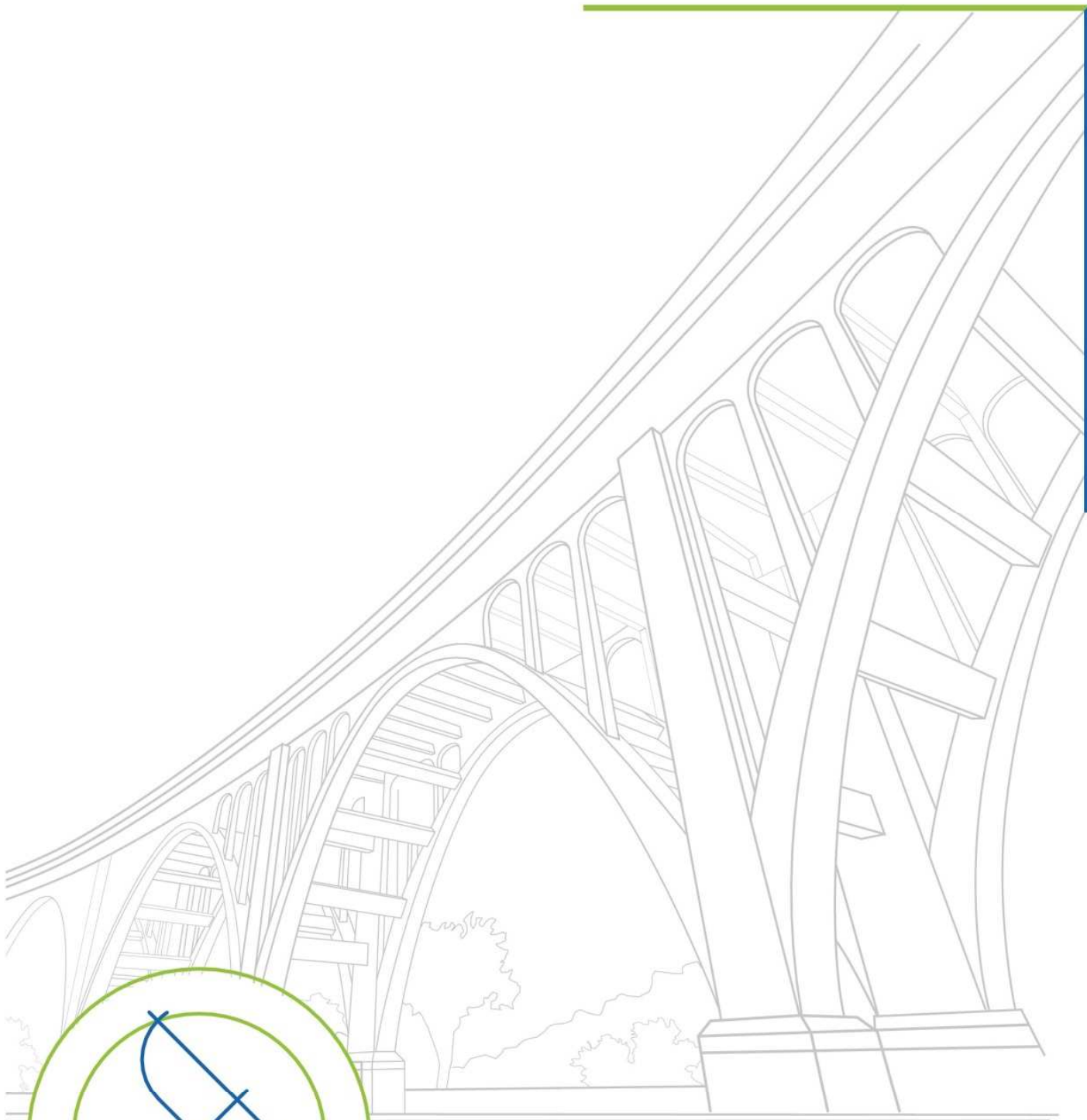


Diagnostic Structure							
CREIL PTH, Saint-Leu-d'Esserent							
Dossier : NAM7.O.048				Contrat : Devis : NAM7.O.0100			
Date	Intitulé	Rédigé par	Visa	Approuvé par	Visa	Vérifié par	Visa
28/11/2024	V0	Youssef FAHAD		Lucille BOUTELEUX		Stephan KESTELOOT	
Ginger CEBTP- 31 avenue de l'Etoile du Sud – 80 440 Glisy							

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	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	6
<u>2</u>	<u>RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....</u>	<u>8</u>
2.1	INSPECTION VISUELLE	9
2.2	IMPLANTATION DES SONDAGES	14
2.3	INFORMATION RELATIVES AUX SONDAGES	16
2.4	STRUCTURE PORTEUSE DU BATIMENT.....	22
2.5	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE	24
<u>3</u>	<u>CONCLUSION</u>	<u>36</u>
	<u>ANNEXES.....</u>	<u>40</u>



1 Présentation du projet

1.1 INTRODUCTION

À la demande et pour le compte de RESAH, représenté par M. CHEDEBOIS, **GINGER CEBTP** a réalisé une mission de Diagnostic de structure sur le bâtiment CHU Saint-Victor situé au 354, Boulevard de Beauville à AMIENS.

Ce rapport reprend l'ensemble des résultats obtenus lors de notre mission d'investigations réalisée sur site du 30 au 31 octobre 2024.

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

1.1.1 Objectifs de la mission

Pour rester conforme à la demande du client et à notre devis NAM7.O.0100, la mission du service Diagnostic / Pathologie / Structure de GINGER CEBTP a eu pour objectif de réaliser d'un Audit structurel complet du bâtiment avec calcul de la capacité portante des différents planchers (bois et béton) et préconisations de travaux.

1.1.2 Moyens mis en œuvre

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

- Inspection visuelle de l'intégralité de la structure pour relever les désordres ;
- Auscultation de la structure au radar pour déterminer la présence d'armatures ;
- Rapport avec reprise des investigations préconisation de travaux de reprise et avis sur

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.2.1 Identification

Donneur d'ordres :	M.CHEDEBOIS
Maitre d'ouvrage :	RESAH
Nom de l'ouvrage :	CHU Saint-Victor
Commune :	AMIENS
Adresse :	354 Boulevard de Beauvillé
Date de construction :	- NC
Date de mise en service :	- NC

1.2.2 Caractéristiques générales

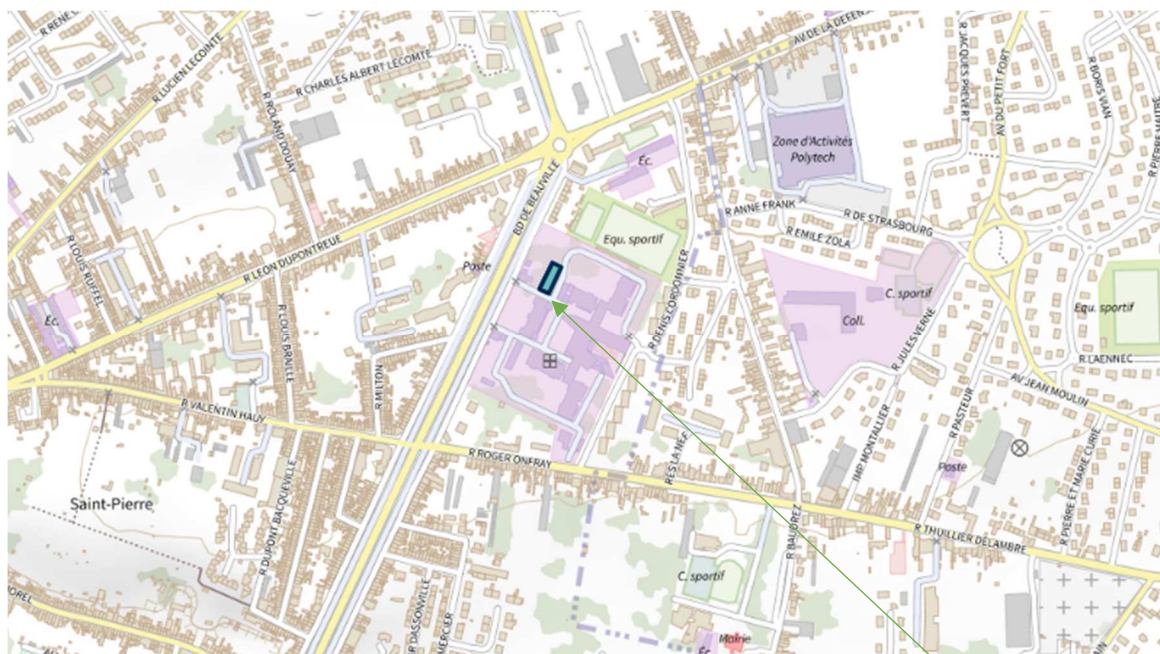
Type de structure :	Bureaux,
Type de construction :	Béton armé, métallique, bois et maçonnerie
Matériaux :	Béton, Brique rouge, acier, Bois
Electricité :	Oui
Eclairage :	Oui
Aménagements extérieurs :	-

1.2.3 Conditions de l'inspection

Date de l'inspection :	30 au 31/10/2024
Date de la dernière inspection :	31/10/2024
Ingénieur responsable :	Stephan KESTELOOT
Equipe d'inspection :	Youssef FAHAD Aurélien LEPAGE Vincent FIEVEZ
Conditions atmosphériques :	-
Moyens mis en œuvre :	Radar de structure, TE 30, gazelle, Nacelle, Projecteur
Conditions particulières de l'inspection :	

1.2.4 Plans de situation

EXTRAITS DE CARTE IGN :



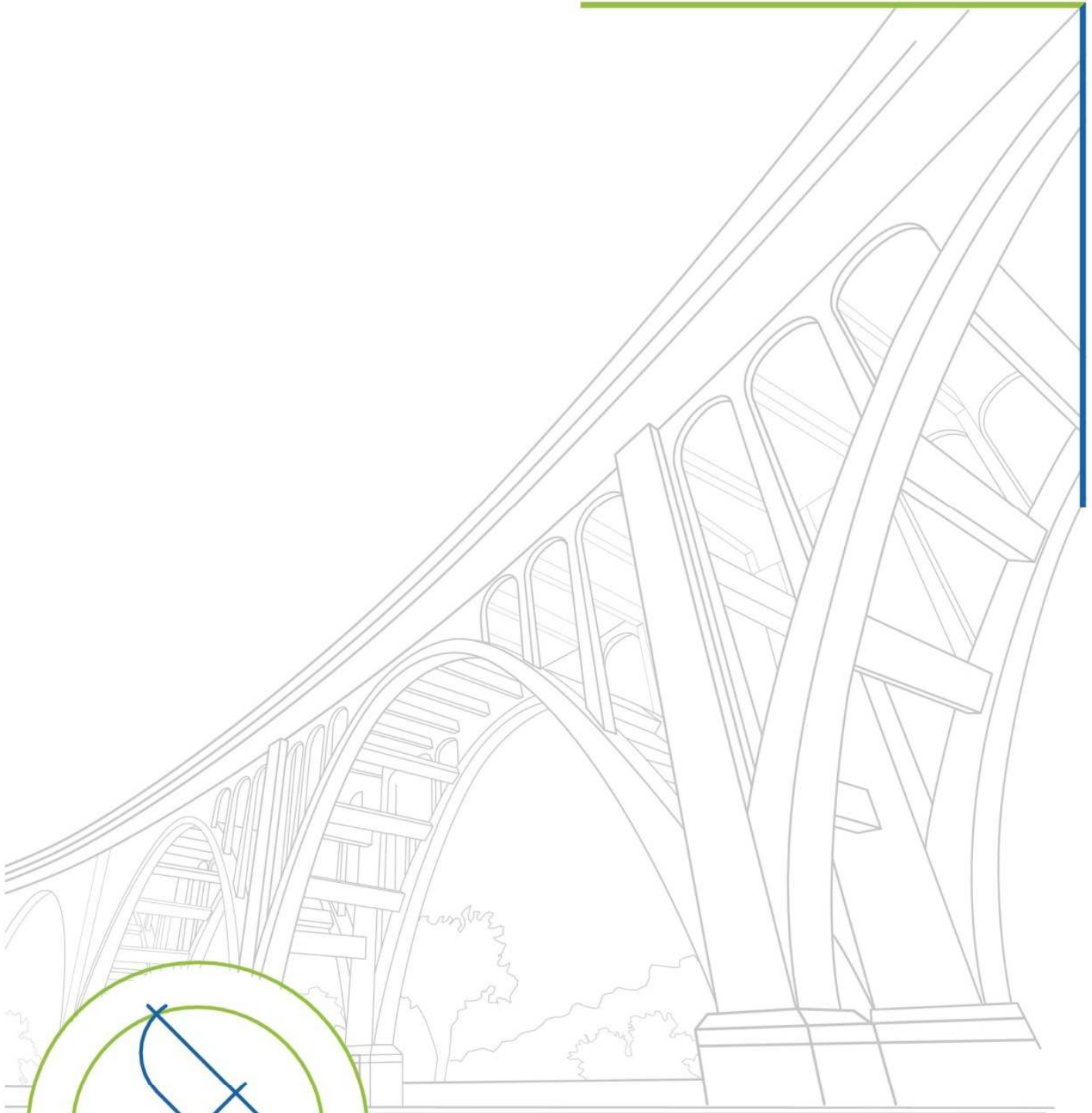
Source : <https://www.geoportail.gouv.fr/>

Batiment 1

EXTRAITS DE VUES AERIENNES :



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



2 Résultats des investigations

2.1 INSPECTION VISUELLE

Lors de notre mission de diagnostic au CHU saint victor, nous avons réalisé une inspection visuelle de l'intérieur et extérieur du bâtiment. Sur ce, nous avons constaté les désordres suivants :

2.1.1 Inspection visuelle de l'extérieur et toiture

Les inspections visuelles réalisées au niveau de la toiture et de l'extérieur nous ont permis d'observer les désordres suivants :

DETERIORATION DES CHENEAUX

Les chéneaux présentent le problème suivant :



Traces d'humidité et stagnation d'eau



Détérioration de l'étanchéité des chéneaux

DETERIORATION DE LA CORNICHE.

L'infiltration d'eau à partir des chéneaux a exposé la structure bois du lambris à une humidité excessive et par conséquent, il en résulte les dégâts suivants :

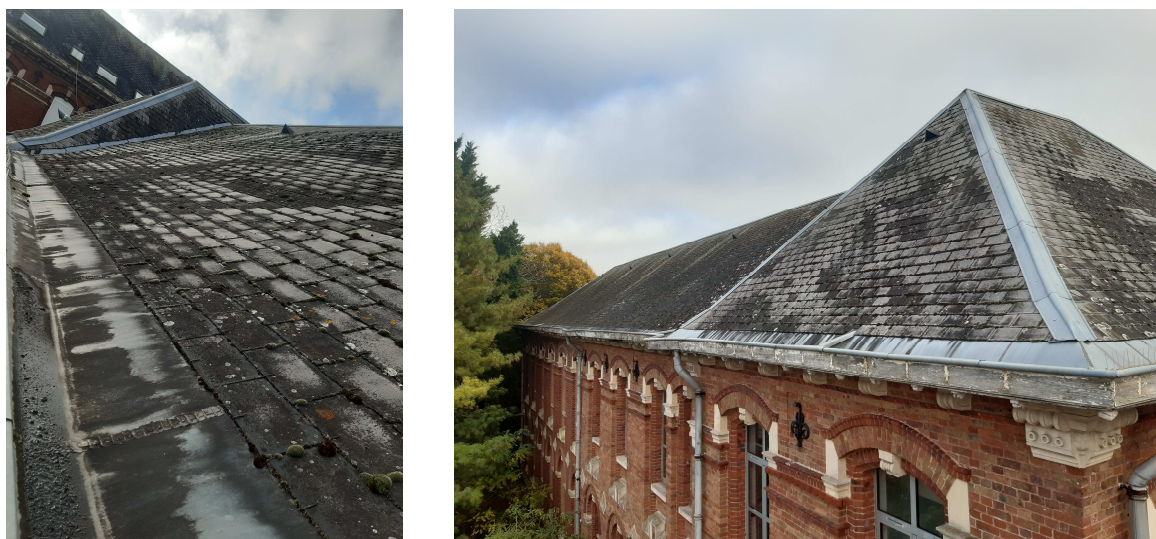


Détérioration des chevrons



Détérioration des voliges des corniches

Nous avons noté l'évolution de la végétation au niveau des toitures.



Colonisation végétale de la toiture

2.1.1 Inspection visuelle sous-sol

Lors de notre investigation du sous-sol, nous n'avons remarqué aucun désordre préjudiciable. Nous avons constaté des problèmes antérieurs avec la présence d'infiltration d'eau. Ce problème semble avoir été résolu (a). En outre, nous avons constaté un manque d'entretien (b)



a



b

2.1.2 Inspection visuelle RDC et R +1

Au cours de notre inspection visuelle, nous avons noté des fissures sur les allèges. Cependant, ces fissures ne sont que superficielles et se localisent uniquement au niveau de l'enduit.



Fissures sous allèges

Nous avons également noté des fissures au niveau du placo sur de la sous-face du plancher haut du RDC, au bureau du secrétariat. Ces fissures peuvent être dues à un problème de surcharge.



Exemple de Fissures sous plafond

2.1.1 Inspection visuelle des combles

Nous avons remarqué des désordres au niveau du grenier.



Ancien bâtiment



Nouveau bâtiment

Les chevrons détériorés, perceptibles depuis l'extérieur au niveau des lambris, ne sont pas dans la continuité des chevrons de la toiture ; il s'agit uniquement de la structure porteuse de la corniche. Les désordres se limitent à ces dernières.



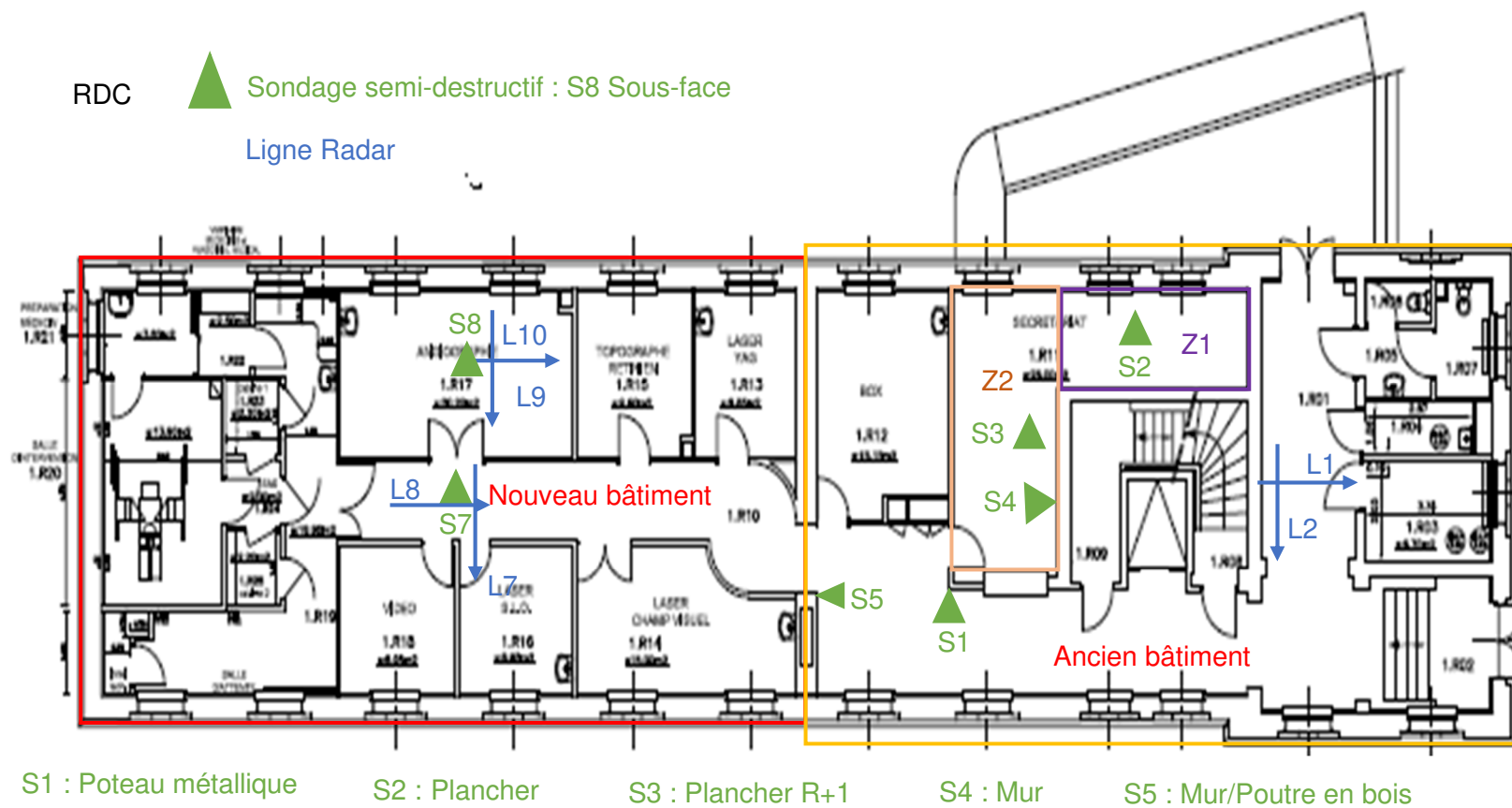
Extérieur



Intérieur

2.2 IMPLANTATION DES SONDAGES

Notre mission consiste également à vérifier la capacité portante des planchers, cependant elle est conditionnée également aux éléments porteurs de ces derniers : poteaux et poutres, et murs ou voiles porteurs. De ce fait, nous avons réalisé une campagne de sondages de reconnaissance de structure, afin d'identifier les éléments porteurs.

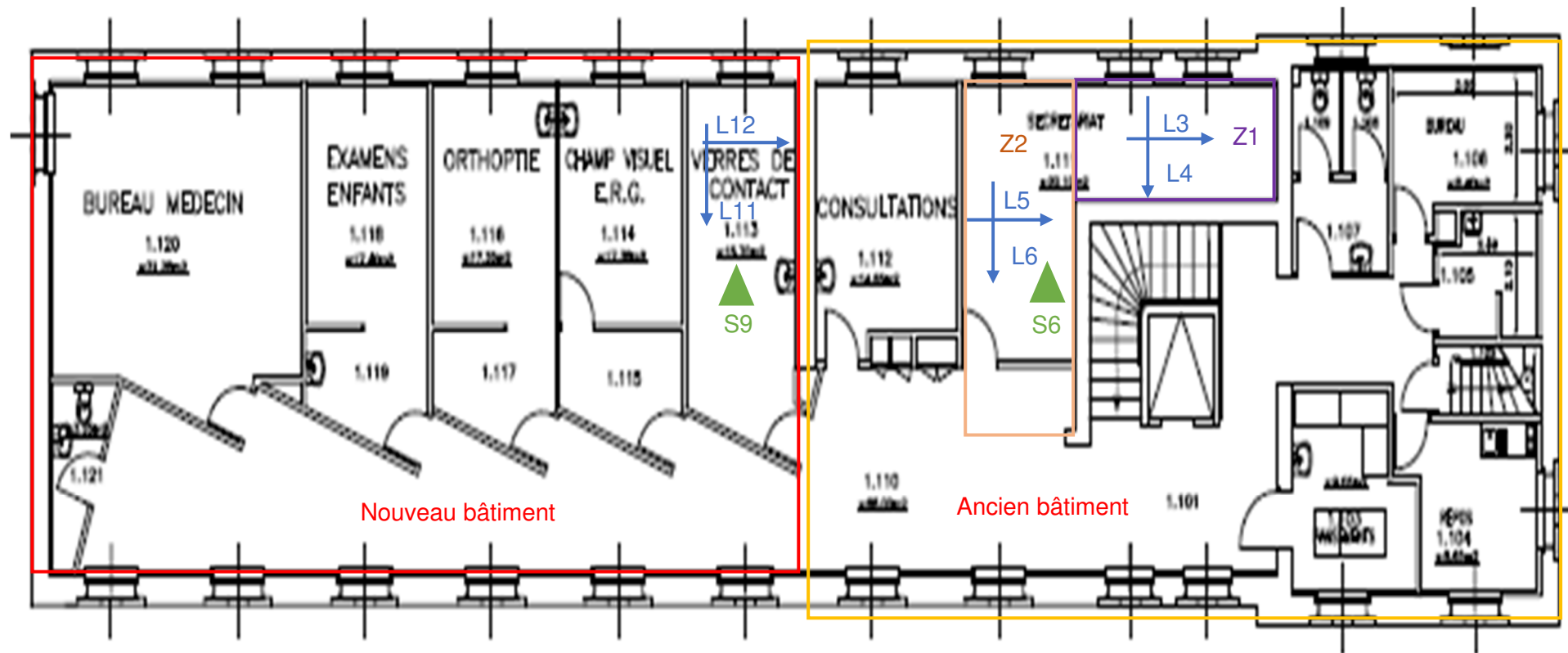


S7 : Poutre

S7 : Plancher R+1

R+1

▲ Sondage semi-destructif : S8 Sous-face



S6 : Poteau métallique

S9 : Poteau métallique

S1 : Poteau métallique

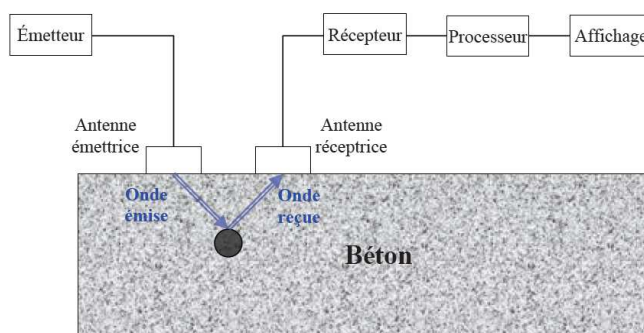
2.3 INFORMATION RELATIVES AUX SONDAGES

2.3.1 Auscultation au radar structure

Afin de détecter la présence des aciers au sein des éléments en béton armé et de déterminer les caractéristiques du ferrailage (espacements, enrobages et nombre de lits d'armatures), nous avons réalisé des investigations au radar :

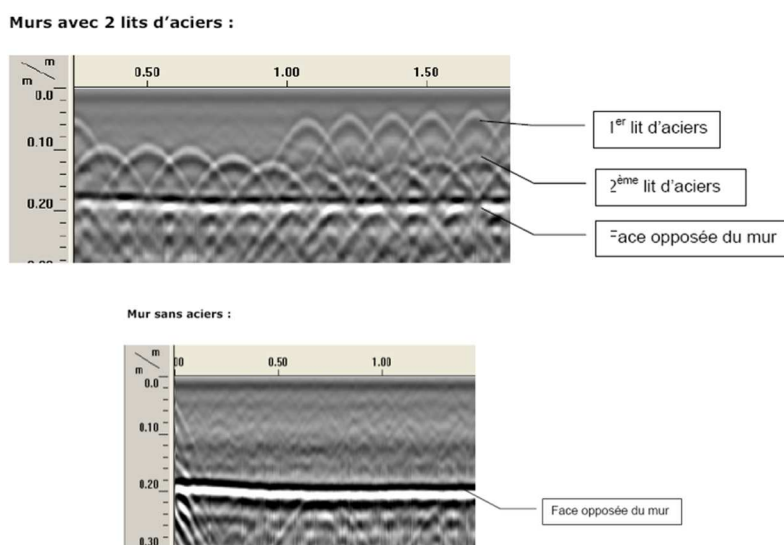
a. Principe de fonctionnement

Le radar est un appareil de détection et de localisation d'armatures, dans les bétons, allant jusqu'à 40 cm de profondeur. Il s'agit d'une technique non destructive. En effet, le radar utilise la propagation et la réflexion d'ondes électromagnétiques dans les différents matériaux traversés.



Suivant les matériaux rencontrés, les ondes sont plus ou moins réfléchies et permettent d'obtenir des graphes et des courbes hyperboliques. Celles-ci nous permettent de visualiser différentes informations (aciers, décollement de plaques béton, variations d'épaisseurs des matériaux, présence de conduite d'eau ou de canalisations, ...).

Exemple de ligne type réalisée avec le radar de structure :



Ces images ne sont que des exemples et n'ont aucun lien avec le rapport concernant les investigations menées sur l'ouvrage.

b. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus par l'exploitation des sondages radar sont représentés par niveau dans les tableaux suivants :

RESULTATS DE L'ACIEN BATIMENT

Nom de la ligne	Implantation	Élément	Commentaire sur la ligne	Lit 1	
				Enrobage	Espacement
L1	RDC	Poutre Principale	Ligne verticale	NV	NV
L2			Ligne horizontale	NV	NV
L3	R+1	Plancher bas	Ligne horizontale //Poutre	Pas d'armatures	Pas d'armatures
L4			Ligne horizontale poutre	--	850mm
L5	RDC	Plancher haut	Ligne horizontale //Poutre	--	785mm
L6			Ligne horizontale poutre	Pas d'armatures	Pas d'armatures

RESULTATS DU NOUVEAU BATIMENT

Nom de la ligne	Implantation	Élément	Commentaire sur la ligne	Lit 1	
				Enrobage	Espacement
L7	RDC	Poutre Principale	Ligne verticale	NV	NV
L8			Ligne horizontale	--	191mm
L9	R+1 Sous face	Plancher haut	Ligne horizontale //Poutre	70mm	240mm
L10			Ligne horizontale poutre	70mm	240mm
L11	RDC intérieur	Plancher haut	Ligne horizontale //Poutre	15mm	450
L12			Ligne horizontale poutre	Pas d'armatures	Pas d'armatures

*La totalité des lignes radar est disponible en **ANNEXE 2**.*

2.3.2 Sondages de reconnaissance

Lors de notre mission d'audit au CHU Saint Victor, nous avons réalisé une campagne de sondages pour de déterminer le mode constructif des deux bâtiments et d'identifier les éléments structurels de ces bâtiments.

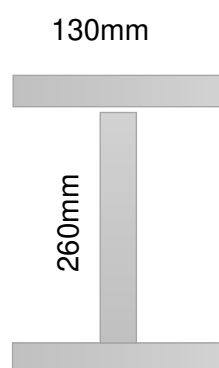
Sondage ancien bâtiment

Les sondages semi-destructifs que nous avons réalisés dans l'ancien bâtiment nous ont permis de faire ressortir les informations suivantes :

S1: RDC (COULOIR/SECRETARIAT)



Photographie du sondage S2

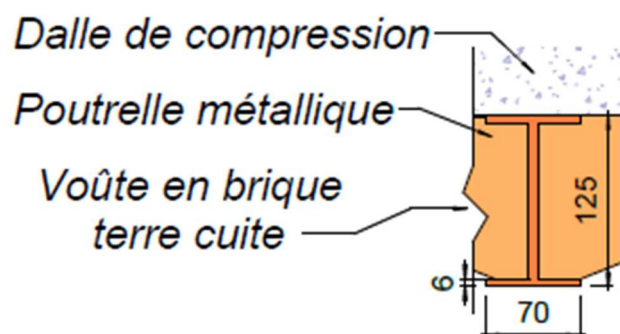


Résultat du sondage S2 : Poutrelle métallique

S2 : PLANCHER ZONE Z1



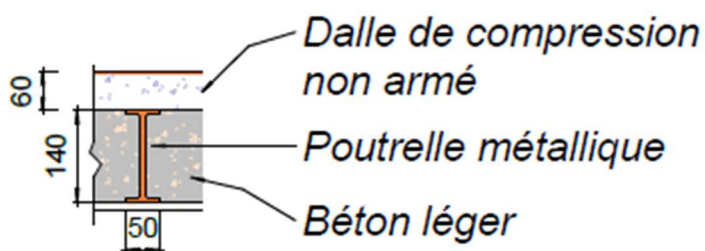
Photographie du sondage S2



Résultat du sondage S2 : Poutrelle métallique



Photographie du sondage S3/6



Résultat du sondage S3/6

REMARQUE :

Nous remarquons sur les sondages (S3/S6) que les poutrelles métalliques présentent de la corrosion superficielle.

S4 : **NATURE DES MURS A REFEND**

Dans la partie ancienne, il existe des murs refend dont selon nos investigations ils sont composés en brique rouge et d'une largeur en 40 cm.



Photographie du sondage S4

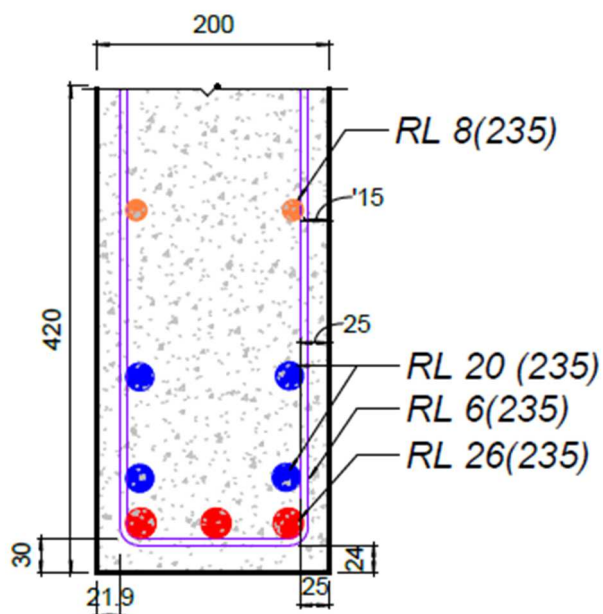
Sondage nouveau bâtiment

Les sondages semi-destructif que nous avons réalisé dans le nouveau bâtiment nous ont permis de révéler les informations suivantes :

S7 : SONDAGE SUR POUTRE



Photographie du sondage S7

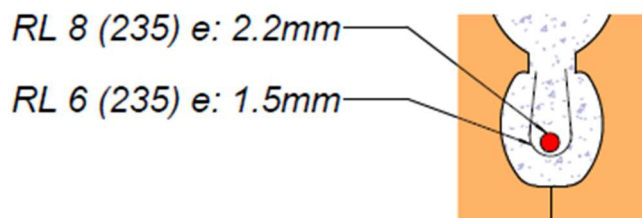


Résultat du sondage S7

S8 : SOUS-FACE PLANCHER



Photographie du sondage S8 :
sous-face plancher R+1



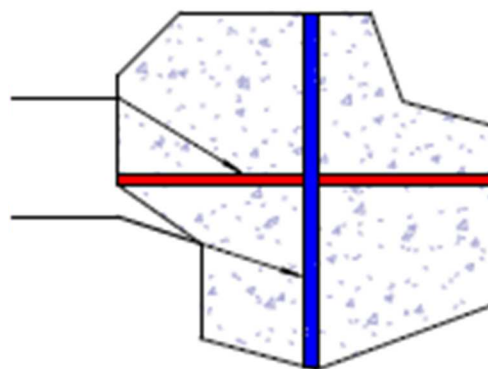
Résultat du sondage S8



Photographie du sondage Dalle de compression S9

RL 6 (235)

RL 6 (235)



Résultats du sondage sur dalle de compression S9

2.4 STRUCTURE PORTEUSE DU BATIMENT

Lors de notre investigation in situ, les différents sondages ainsi que l'inspection visuelle que nous avons réalisés nous ont permis d'obtenir les informations suivantes :

Ancien bâtiment

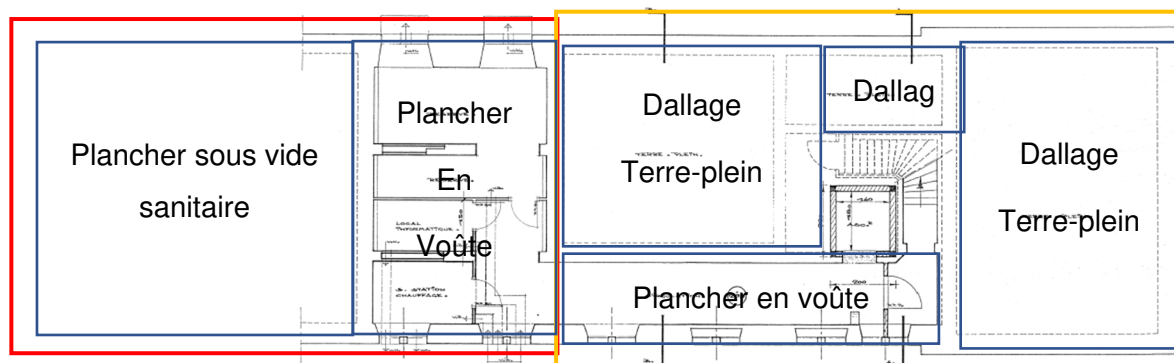
Au niveau de la partie de l'ancien bâtiment, nous distinguons trois zones selon le type de plancher :

- Zone 1 : Nous trouvons un plancher en plafond voûté avec des poutrelles métalliques et une entraxe de 75 cm.
- Zone 2 : nous sommes en présence d'un plancher à poutrelles métalliques avec une entraxe de 85 cm.
- Zone 3 (plancher R+1 à l'exception du bureau du secrétariat) : Nous avons trouvé un plancher en bois avec des solives de 7,5 x 16,5 cm dont l'entraxe varie de 28 à 30 cm sur l'ensemble.

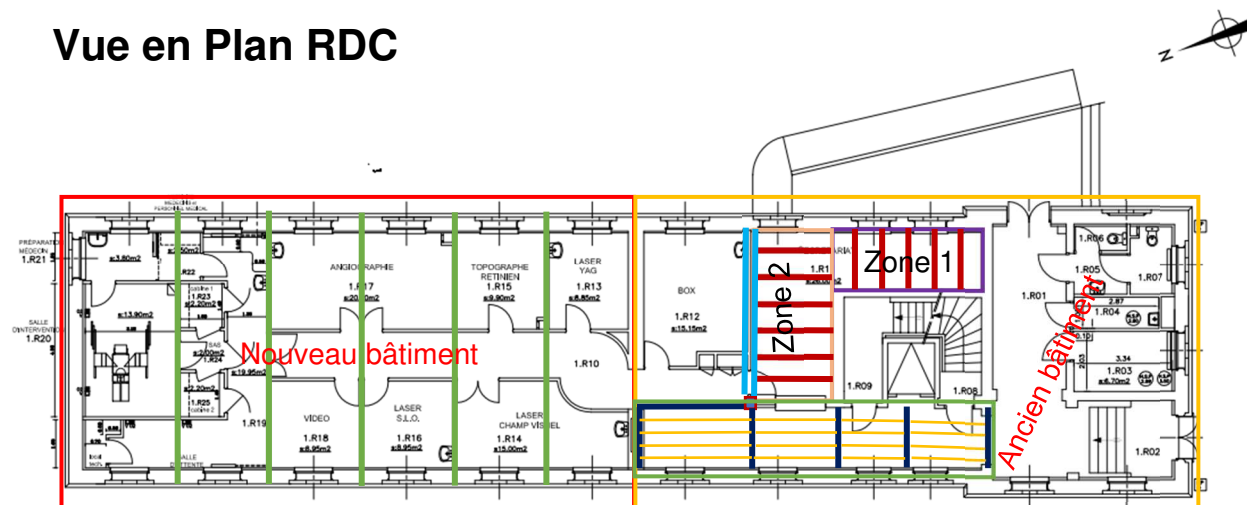
Nouveau bâtiment

Les résultats de nos investigations nous permettent de déduire la structure du nouveau bâtiment. Nous sommes sur un système de poutrelles espacées au maximum de 3 m s'appuyant sur les murs long-pans et d'un plancher en poutrelles hourdis sur tous les niveaux, à l'exception du sous-sol où l'on trouve une partie formée par un plancher voûté. Ces derniers reposant sur murs en brique. L'autre partie repose sur un vide sanitaire, donc le dernier plancher est supposé être un système poutre-plancher en poutrelles entrevous.

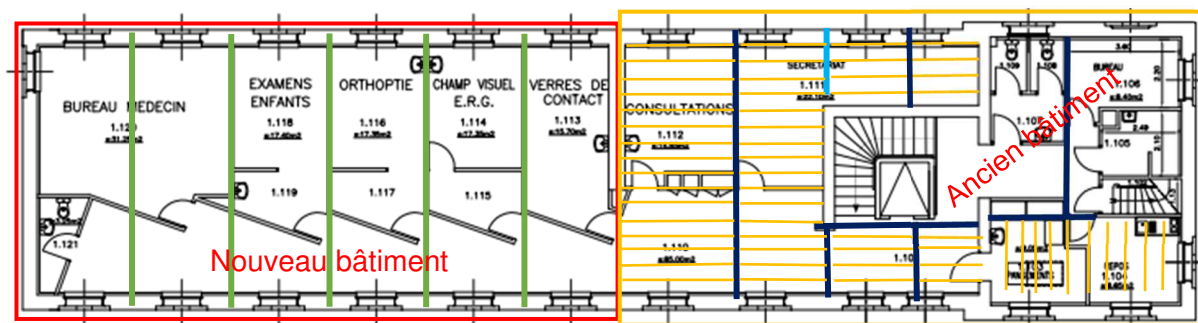
Vue en Plan Sous-sol



Vue en Plan RDC



Vue en Plan R+1



- Poutre béton
- Poutre bois
- Solive bois
- Poutrelle Métallique
- Poutre Métallique

2.5 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

2.5.1 HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL - MATERIAUX

2.5.1.1 GENERALITES

De manière générale, les hypothèses considérées sont soit issues des informations recueillies suite à notre campagne d'investigations, soit ce sont des hypothèses généralement vérifiées pour ce genre de structure.

2.5.1.2 BETON, BOIS ET ACIERS

Au cours de nos missions, nous n'avons réalisé aucun essai de caractérisation du béton, de ce fait nous supposons une restante caractéristique du béton de classe C25/30.

Les essais destructifs ont mis en évidence des aciers doux de type aciers lisses. Aucun essai sur acier de béton n'a cependant été réalisé.

Nous supposons :

- Que les aciers de béton sont des RL 235, dont la limite élastique est de 235 MPa ;
- Que les murs extérieurs sont porteurs;

On prendra pour hypothèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30

2.5.2 HYPOTHESES DE CALCUL – SOLLICITATIONS

2.5.2.1 ACTIONS

CHARGES PERMANENTES

Poids propre de la structure béton armé = 2500 kg/m³

Poids propre de la structure béton léger = 2000 kg/m³

Poids propre de la structure métallique (acier) = 7850 kg/m³

Etanchéité multicouche = 12 kg/m²

CHARGES VARIABLES D'EXPLOITATION

L'EN NF 1991-1-1 et son annexe nationale préconisent une charge d'exploitation de 2,5 kN/m² pour les bâtiments à usage bureautique.

2.5.2.2 COMBINAISONS D'ACTIONS

ETATS LIMITES ULTIME :

$$1,35 G + 1,50 Q$$

2.5.2.2 COMBINAISONS D'ACTIONS

Selon l'Eurocode 1, la capacité portante maximale structurelle fait généralement référence aux États Limites Ultimes (ELU).

Notre approche la définit comme la surcharge d'exploitation (Q) admissible par l'ouvrage existant, en considérant l'influence des charges permanentes.

2.5.3 RESULTATS BATIMENT ANCIEN

2.5.3.1 Capacité portante Plancher haut du sous-sol

Les résultats de nos différentes investigations montrent que le plancher du sous-sol est constitué de voûtes en briques en terre cuite. Cependant, les caractéristiques de ces dernières demeurent inconnues, ce qui ne permet pas de réaliser le calcul de la capacité portante.

Toutefois, lors de nos investigations in situ, aucun problème majeur susceptible de porter préjudice au plancher n'a été révélé

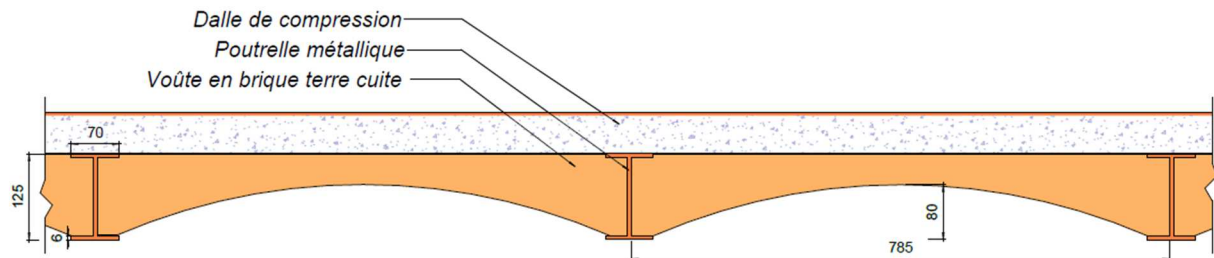


2.5.3.1 Capacité portante Plancher R+1(haut du RDC)

Lors de notre prospection, nous avons identifié trois types de planchers différents. Deux d'entre eux sont des planchers à poutrelles métalliques, localisés dans le bureau du secrétariat (zone 1 et zone 2) du R+1. Le troisième type est un plancher en bois qui recouvre le reste de la surface.

Plancher zone 1

Nous avons repéré dans cette zone un plancher en voûte composé de poutrelles métalliques espacées de 785 mm, supportant des voûtes en briques de terre cuite et recouvertes d'une dalle de compression en béton de 60 mm d'épaisseur.



Les caractéristiques des voûtes étant inconnues, la capacité portante du plancher est déterminée uniquement en fonction de celle des poutrelles.

HYPOTHESE DE CALCUL DE LA POUTRELLE METALLIQUE ZONE 2

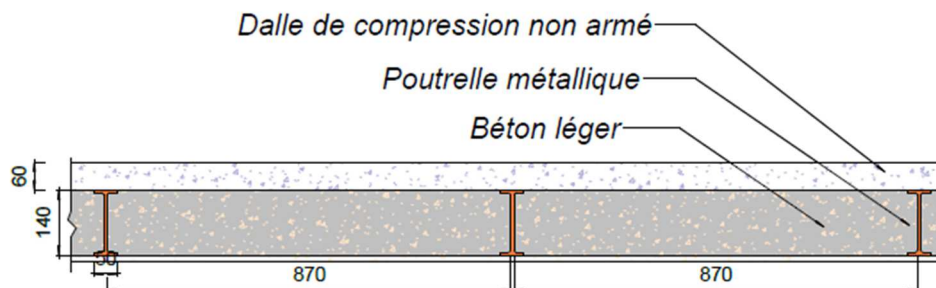
- N'ayant pas ce profil dans la banque de données constructeur, lors de notre calcul nous avons considéré comme caractéristiques des poutres, celles d'un IPE 120.
- La portée et l'entraxe que nous avons pris en compte, sont respectivement de 2.25m et 0.785m
- La charge permanente non pondère que nous avons déterminé est de 325 kg/m

RESULTAT DE CALCUL DE LA POUTRELLE METALLIQUE ZONE 2

A l'issue de nos investigations, la capacité portante des poutrelles s'élève à 1000kg/m²

Plancher zone 2

Dans la zone 2, les résultats des investigations, nous ont révélé un plancher poutrelles métalliques espacées de 785 mm, avec du remplissage de béton léger, recouvertes d'une dalle de compression armé en béton de 60 mm d'épaisseur.



Coupe longitudinale du Plancher zone 2

HYPOTHESE DE CALCUL DE LA POUTRELLE METALLIQUE ZONE 2

- N'ayant pas ce profil dans la banque de données constructeur, lors de notre calcul nous avons considéré comme caractéristiques des poutres, celles d'un IPN 120.
- La portée et l'entraxe que nous avons pris en compte, sont respectivement de 3m et 0.87m
- La charge permanente non pondère que nous avons déterminé est de 385 kg/m²

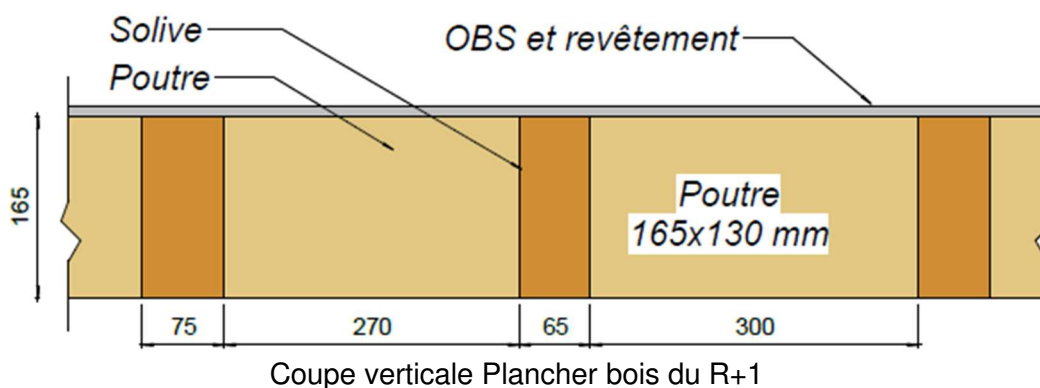
RESULTAT DE CALCUL DE LA POUTRELLE METALLIQUE ZONE 2

A l'issue de nos investigations, la capacité portante des poutrelles est évaluée à 600 kg/m²

Zone 3 (Plancher en bois)

Lors de notre inspection sur site, nous avons observé une structure de plancher constituée des éléments suivants :

- Poutres principales en bois de section 165x130 mm
 - Les entraxes des solives notés varient de 27 à 30 cm
 - Les portés allant de 2.7 à 3.64m
- Solives en bois de sections variables : 165x65 mm et 165x75 mm
 - Les entraxes notés varient de 27 à 30 cm
 - Les portés allant de 2.7 à 3.64 m
- Panneau OBS, et lattis & plâtre



Coupe verticale Plancher bois du R+1

Capacité portante des solives

Pour calculer la capacité portante des poutres du RDC, nous avons considéré la poutre la plus chargée et ayant la plus grande portée, soit celle du couloir. L'entraxe que nous avons relevé lors de nos investigations est de 2,9 m

HYPOTHESES DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

- Type de bois : bois résineux C30
- Portée 3.64 m (solives partie toilettes du RDC)
- Entraxe :30 cm
- Section :165x65mm
- Charges permanentes (solive Panneau OBS, et lattis & plâtre) : 0.12 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

L'analyse structurelle réalisée démontre que les solives présentent une capacité portante de 600 kg/m².

Capacité portante des poutres bois (Zone 3)

Pour calculer la capacité portante des poutres du RDC, nous avons considéré la poutre la plus chargée et avec la plus grande portée soit celle du couloir. L'entraxe que nous avons relevé lors nos investigations est de 2.9 m.

HYPOTHESES DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

- Type de bois : bois résineux C30
- Portée 2.65 m (Poutre couloir RDC)
- Entraxe :2.9 m
- Section :165x65mm
- Charges permanentes (solive Panneau OBS, et lattis & plâtre) : 0.12 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

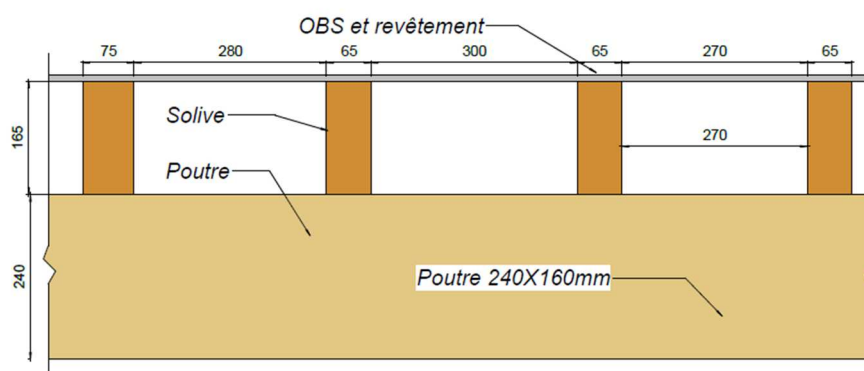
Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible des solives est évaluée à 300 kg/m².

CONCLUSION

Suite aux résultats des calculs des zones 1, 2 et 3 (du plancher bois), la capacité portante retenue au niveau du R+1 est de 300 kg/m².

2.5.3.1 Capacité portante du Plancher des combles (plancher haut du R+1)

Lors de nos investigations sur site, nous avons constaté que le plancher haut du premier étage (niveau comble) est entièrement constitué de bois, avec des renforts métalliques. La structure se compose de solives (165 x 65 mm et 165 x 75 mm) et de poutres (240 x 160 mm) aux dimensions similaires, complétées par des poutres métalliques de renforcement (160 x 160 mm). Bien que l'orientation des éléments porteurs varie selon les pièces, notre évaluation de la capacité portante s'est concentrée sur les éléments les plus sollicités et présentant la plus grande portée



Coupe verticale plancher bois niveau Grenier

Capacité portante des solives

Pour calculer la capacité portante des solives, nous avons considéré la solive ayant la plus grande portée, soit celle des solives de la partie toilettes du R+1, qui est de 3,64 m, avec un entraxe maximal de 30 cm que nous avons pu déterminer suite à nos investigations.

HYPOTHESES DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

- Type de bois : bois résineux C30
- Portée 3.64 m (solives partie toilettes du RDC)
- Entraxe : 30 cm
- Section : 165x65mm
- Charges permanentes (solive Panneau OBS, et lattis & plâtre) : 0.12 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

L'analyse structurelle réalisée démontre que les solives présentent une capacité portante de 600 kg/m².

Capacité portante de la poutre du Bureau de consultation R+1)

Le choix du calcul de la poutre du bureau de consultation est basé sur le fait que celle-ci ne s'appuie que sur les deux murs long-pans, soit la portée la plus grande.

HYPOTHESES DE CALCUL DE LA POUTRE EN BOIS

- Type de bois : résineux C30
- Portée 8.1 m (Poutre couloir RDC)
- Entraxe : 2.95 m
- Section : 240x160mm
- Charges permanentes (solive Panneau OBS, et lattis & plâtre) : 0.90 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE LA DE LA POUTRE EN BOIS

Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible des solives est nulle.

Capacité portante de la poutre du Couloir R+1)

Nous avons choisi de déterminer la capacité portante de la poutre de la partie couloir car elle fait référence à la poutre la plus chargée après celle du bureau de consultation.

HYPOTHESES DE CALCUL DE LA SOLIVE EN BOIS

- Type de bois : résineux C30
- Portée 2.5 m (Poutre couloir RDC)
- Entraxe : 3 m
- Section : 240x160mm
- Charges permanentes (solive Panneau OBS, et lattis & plâtre) : 0.92 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE DE LA POUTRE EN BOIS

Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible des solives est évaluée à 300 kg/m².

CONCLUSION

A ce niveau (plancher du grenier), nous retenons une capacité portante de 300 kg/m², à l'exception de la partie sous le bureau de consultation où nous enregistrons une capacité portante de 0 kN/m².

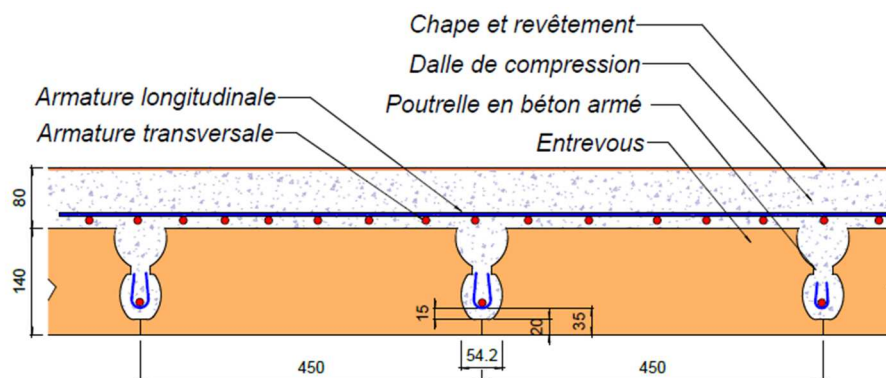
2.5.3 RESULTATS NOUVEAU BATIMENT

Lors de nos investigations in situ, nous n'avons observé aucune anomalie au niveau du sous-sol (partie accessible) qui montrerait une défaillance structurelle.

Pour évaluer la capacité portante des planchers (poutrelles-entrevous) du nouveau bâtiment, nous considérons que les structures des différents niveaux ont les mêmes caractéristiques et que les murs long-pans en brique rouge sont en capacité portante suffisante. Par conséquent, nous évaluons la poutre la plus chargée et le plancher le plus chargé.

2.5.3.1 Capacité Portante Plancher poutrelle entrevous

Le résultat de nos différentes investigations nous a permis de réaliser cette coupe qui se rapproche du système de plancher à poutrelles. En effet, pour éviter de générer une instabilité structurelle. Nous avons réalisé des sondages destructifs non traversant dans la nouvelle extension (nouveau bâtiment). Les sondages ont été réalisés au niveau du plancher du R+1 et en sous-face depuis le RDC.



HYPOTHESES DE CALCUL DU PLANCHER

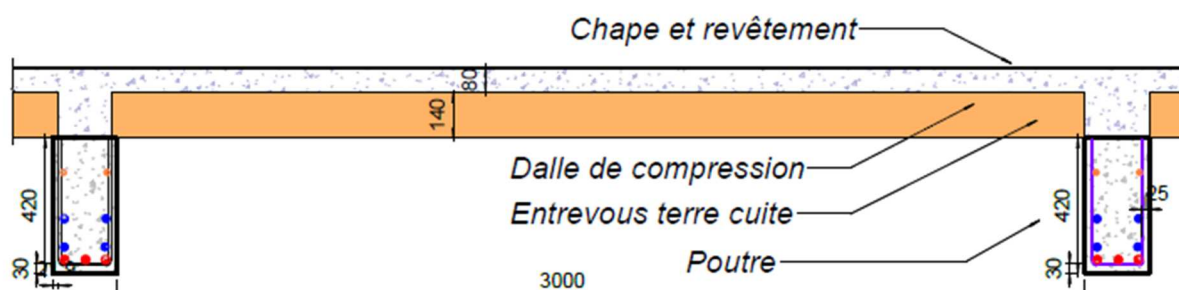
- Classe de béton : C25/30
- Epaisseur de la dalle : 9 cm
- Quantité de ferrailage, 2.92cm²
- Portée : 3 m
- Hyperstatique
- Charges permanentes (Entrevous+dalle+chappe+poutrelle) : 3 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DU PLANCHER

Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible, du plancher poutrelle hourdi, est estimé à 250 kg/m².

2.5.3.1 Capacité de la poutre béton

Les poutres en béton armé du nouveau bâtiment ne s'appuient que sur les murs long-pans, espacés de 7,78 m (largeur intérieure du bâtiment). La section de la retombée des poutres est de 42 cm de hauteur et de 20 cm de largeur



HYPOTHESES DE CALCUL DE LA POUTRE BETON

- Classe de béton : C25/30
- Epaisseur de la dalle : 60 cm
- Quantité de ferrailage, 29cm²
- Portée : 3 m
- Enrobage : 2 cm
- Isostatique
- Charges permanentes (Entrevous+dalle+chappe+poutrelle+Poutre) : 3 kN/m

RESULTATS DE CALCUL DE LA POUTRE BETON

Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible des solives est évaluée à 450 kg/m².

CONCLUSION

Suite à l'analyse structurelle des poutres en béton armé du nouveau bâtiment, une capacité portante admissible de 250 kg/m² est retenue pour l'exploitation du plancher

2.5.1.1 SYNTHESE DE RESULTATS DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

CAPACITE PORTANTE ANCIEN BATIMENT

Dans cette partie, nous avons évalué la capacité portante selon les différents niveaux :

Niveau RDC:

Le plancher du RDC est composé d'une partie en dallage (dalle reposant sur terre-plein) et d'une partie reposant sur une voûte du sous-sol.

Au niveau du sous-sol, nous avons un couloir d'une largeur de 1,80 m et un plafond voûté, nous n'avons observé aucun désordre structurel qui pourrait porter préjudice à la stabilité de la structure.

Niveau R+1 :

Dans ce niveau, nous avons procédé à l'évaluation de la capacité portante des trois types de plancher qui composent le plancher du R+1 :

ZONE 1 :

Nous avons un plancher en voûte composé de poutrelles métalliques espacées de 785 mm, supportant des voûtes en briques de terre cuite et recouvertes d'une dalle de compression en béton de 60 mm d'épaisseur.

Nous avons évalué la capacité portante des poutrelles qui s'élève à 1000 kg/m².

ZONE 2

Dans la zone 2, ou nous avons révélé un plancher poutrelles métalliques espacées de 785 mm, avec du remplissage de béton léger, recouvertes d'une dalle de compression armé d'en béton de 60 mm d'épaisseur.

Nous avons évalué la capacité portante des poutrelles est évaluée à 600kg/m²

ZONE 3 (PLANCHER BOIS)

Dans cette partie constituée en plancher bois (poutre et solive) nous avons procédé à l'évaluation des poutres et solives la plus sollicité :

- L'analyse structurelle réalisée démontre que les solives présentent une capacité portante de 600 kg/m².
- Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible des solives est évaluée à 300 kg/m².

CONCLUSION

Suite au résultat de calcul de différentes zones, La capacité portante retenue au niveau R+1 est de 300kg/m²

Niveau combles :

Le plancher haut du premier étage (niveau comble) entièrement constitué de bois, avec des renforts métalliques, nous avons évalué la capacité portante du plancher, en se référant à:

- La solive la plus sollicitée dont la capacité portante est estimée à 600kN/m²
- Et deux poutres :
 - La poutre du bureau de consultation soit la portée la plus grande.
La capacité portante admissible des solives est évaluée à 0 kg/m².
 - La poutre du partie couloir faisant référence au deuxième poutre le plus chargé après celle du bureau de consultation.
La capacité portante admissible des solives est évaluée à 300 kg/m².

CONCLUSION

À ce niveau (plancher du grenier), nous retenons une capacité portante de 250 kg/m², à l'exception de la partie sous le bureau de consultation où nous enregistrons une capacité portante nulle (0 kg/m²).

CAPACITE PORTANTE NOUVEAU BATIMENT

Dans le nouveau bâtiment, les planchers des différents niveaux sont constitués de planchers à poutrelles-entretoises, soutenus par des poutres en béton armé espacées de 3 m. Nous avons évalué la capacité portante en supposant que les murs long-pans ont une capacité portante suffisante, en considérant la poutre et le plancher les plus sollicités.

CAPACITE PORTANTE PLANCHER POUTRELLE ENTRETOISE

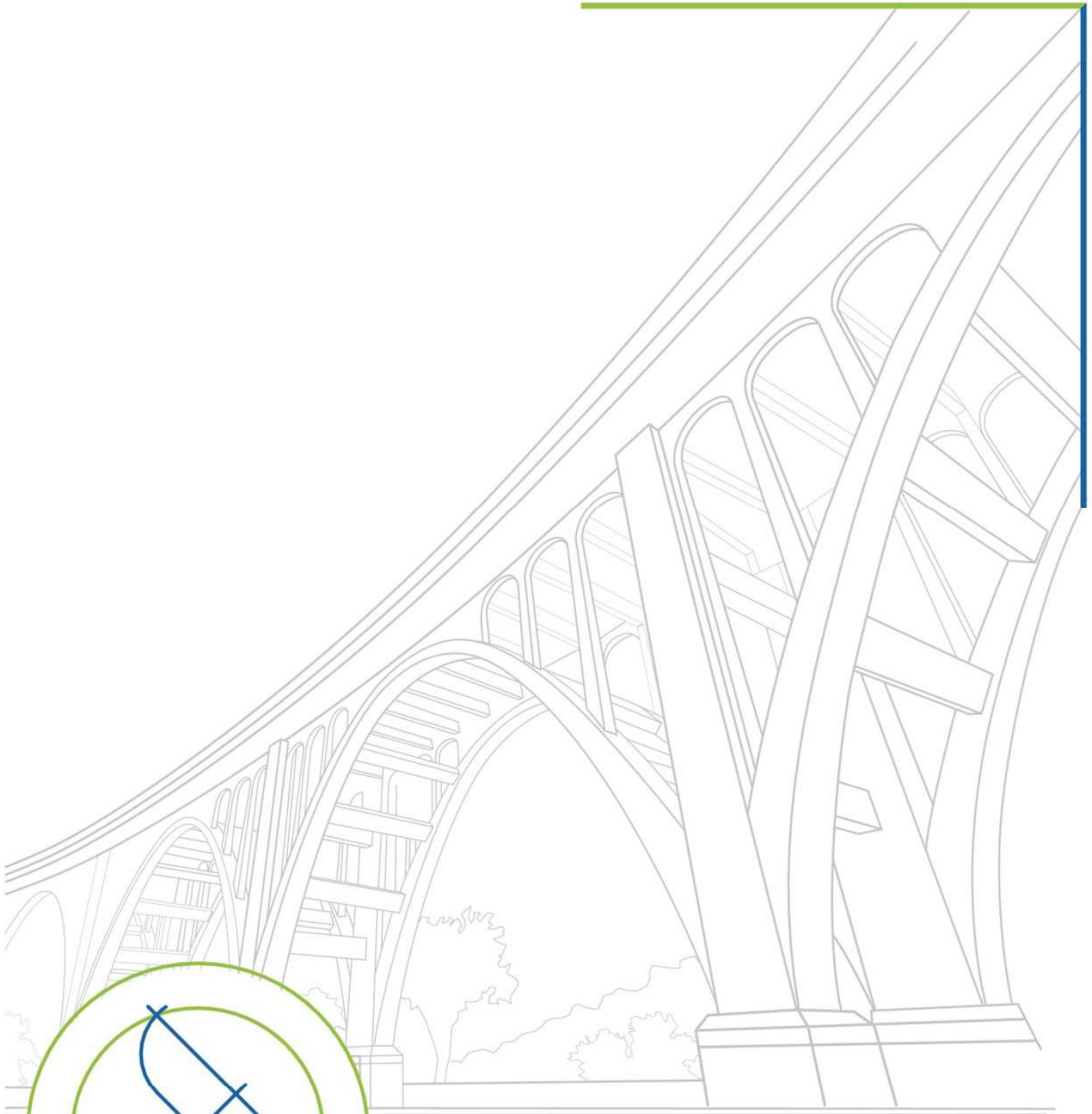
Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible, du plancher poutrelle hourdi, est estimée à 250 kg/m².

CAPACITE PORTANTE DES POUTRE

Suite à nos calculs de vérification, la capacité portante admissible, de la poutre la plus sollicitée, est évaluée à 450 kg/m².

CONCLUSION

Suite au résultat de calcul, la capacité portante retenue au niveau est de 250 kg/m²



3 Conclusion

Nos investigations ont permis d'obtenir les informations suivantes :

INSPECTION VISUELLE

Lors de l'inspection visuelle du bâtiment, nous avons détecté les désordres suivants :

- Détérioration des étanchéités des chéneaux
- Stagnation de l'eau sur les chéneaux
- Détérioration des structure bois des corniches
- Présence de végétation sur la toiture de l'ouvrage
- Fissure sur les allèges et sur les placo en sous-face du plancher R+1
- Corrosion des éléments métalliques

SONDAGE DESTRUCTIF

Les sondages de reconnaissance, en complément du passage au radar structure nous ont permis de déterminer les section d'acier présentes dans les différents éléments de la structure des deux bâtiments bâtiment et nouveau bâtiment.

Capacité portante des structure

Capacité portante structure bâtiment ancien

- PLANCHER RDC

Aucun calcul de capacité portante n'a été réalisé à ce niveau.

- PLANCHER R+1

La capacité portante est évaluée à 300kg/m² sur l'ensemble du niveau.

- PLANCHER DU GRENIER

Les calculs révèlent :

- Une capacité portante générale de 300 kg/m²
- Une zone critique au niveau du bureau de consultation avec une capacité portante nulle (0 kg/m²)

Exception : zone du bureau de consultation où la capacité portante est nulle (0 kg/m^2)

Les résultats des capacités portante du plancher du niveau R+1 est estime à 300 kg/m^2

Au niveau du plancher Grenier, nous avons trouvé une capacité portante de 300 kg/m^2 , a l'exceptions de la partie du bureau consultation ou la capacité partante est évaluer à 0 kg/m^2 .

Ce résultat de 3 kN/m^2 est conforme aux préconisations de la norme NF EN 1991-1-1 de mars 2003, son annexe nationale AFNOR P06-111-1, (soit 250 kg/m^2 sur les un bâtiment à usage de bureaux, et les grenier)

Cependant un renforcement structurel est impératif pour la poutre située dans le bureau de consultation, afin de respecter les normes en vigueur.

Capacité portante de plancher du nouveau bâtiment

Les investigations menées sur les différents niveaux du nouveau bâtiment révèlent une capacité portante uniforme de **250 kg/m^2** .

Cette valeur respecte les exigences de la norme NF EN 1991-1-1 de mars 2003 et son annexe nationale AFNOR P06-111-1, qui définit une charge d'exploitation minimale de 250 kg/m^2 pour :

- Les bâtiments à usage de bureaux
- Les greniers

Avis sur la structure

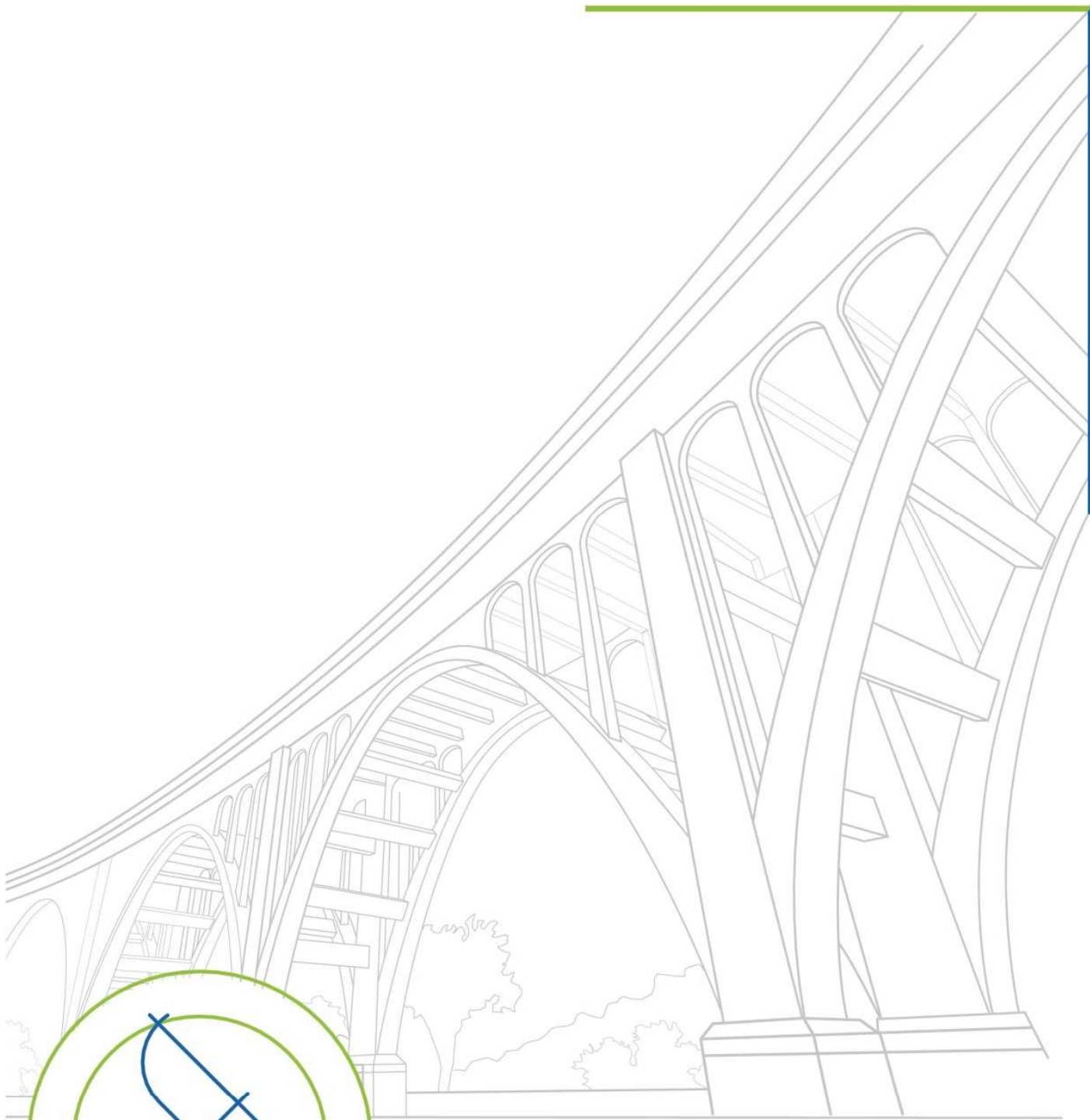
L'ensemble des investigations menées permet de conclure que l'ouvrage présente une stabilité structurelle satisfaisante. Aucune instabilité n'a été constatée sur site.

Un seul point nécessite une intervention : la poutre bois située au niveau R+1 dans l'ancien bâtiment (bureau de consultation). Un renforcement structurel de cet élément est nécessaire pour assurer la conformité aux normes en vigueur.

PRECONISATION DES TRAVAUX

Suite aux désordres constatés, nous préconisons les interventions suivantes :

- Réfection complète de l'étanchéité des chéneaux ;
- Traitement ou remplacement des structures bois des corniches selon leur état ;
- Colmatage des fissures sur les allèges ;
- Réfection de plancher zone 2 anciens bâtiments ;
 - Zone bureau de secrétariat (zone 2) :
 - Dépose du béton léger ;
 - Passivation des poutrelles métalliques ;
 - Reconstruction du plancher avec système poutrelles-entrevous.

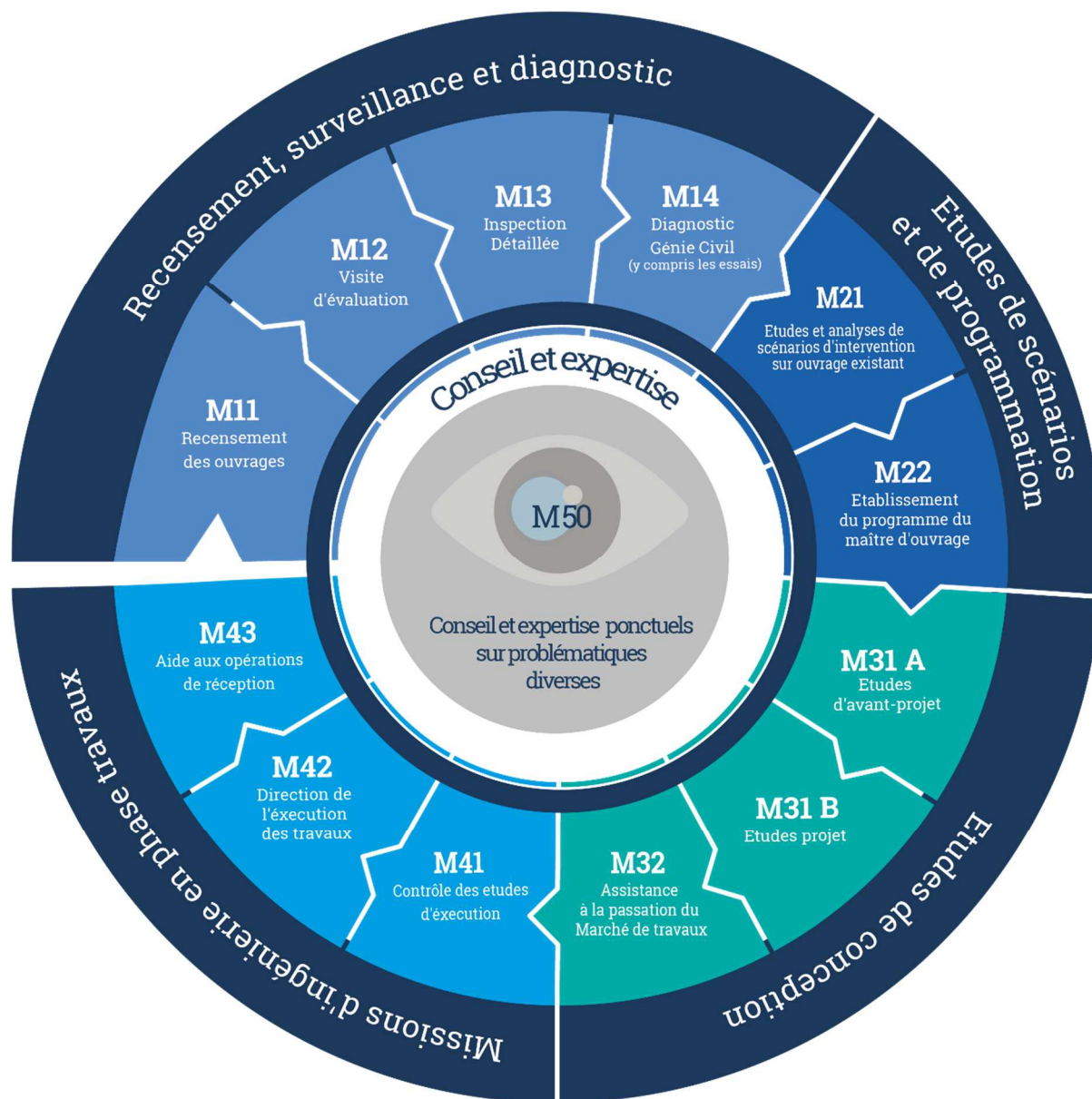


Annexes

ANNEXE 1

CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGENIERIE
SUR OUVRAGES EXISTANTS

ANNEXE 1 : CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGENIERIE SUR OUVRAGES EXISTANTS



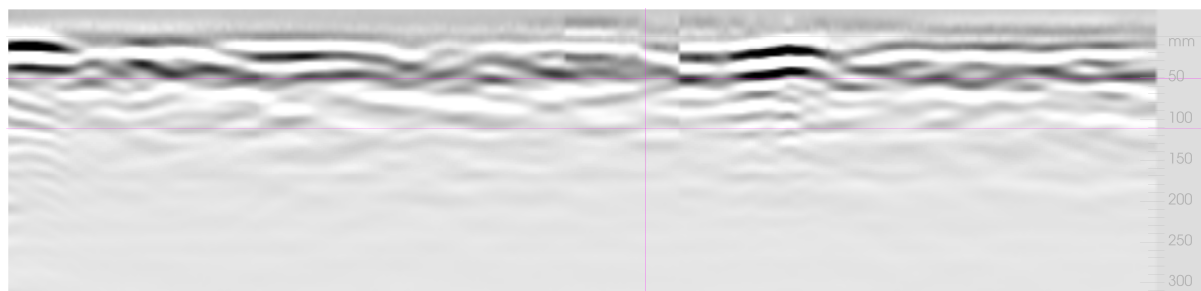
Nota : cette classification GINGER-CEBTP est conforme au référentiel de l'ingénierie de la maintenance des ouvrages édité par l'IMGC auquel GINGER-CEBTP a participé activement.

ANNEXE 2

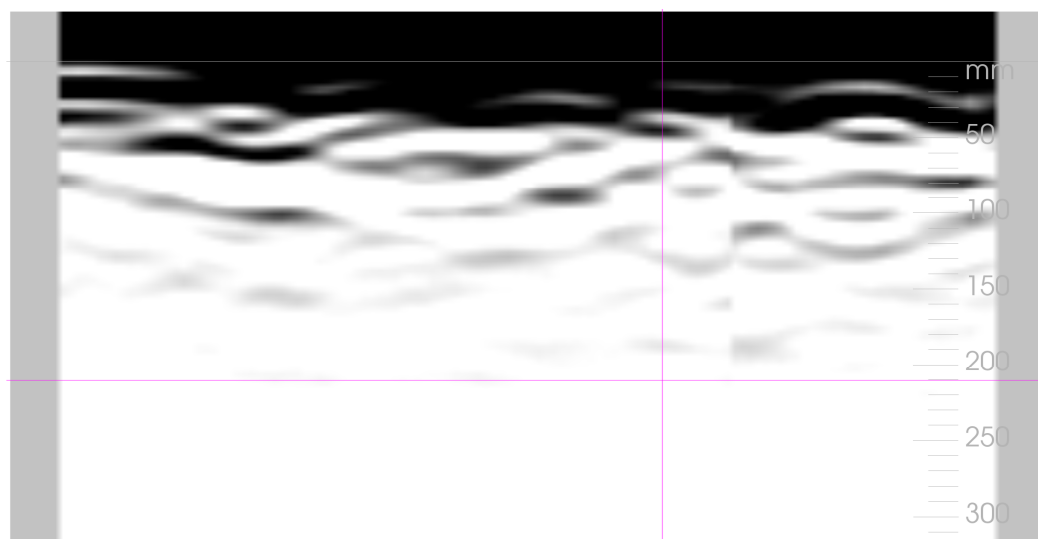
LIGNES RADAR

ANNEXE 2 : LIGNE RADAR

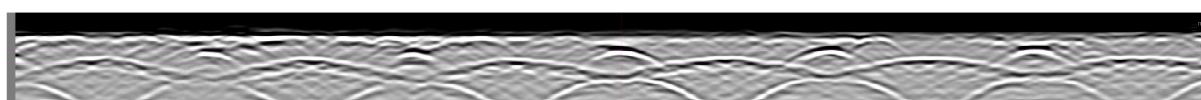
L1 : ANCIEN BATIMENT



L2 : ANCIEN BATIMENT

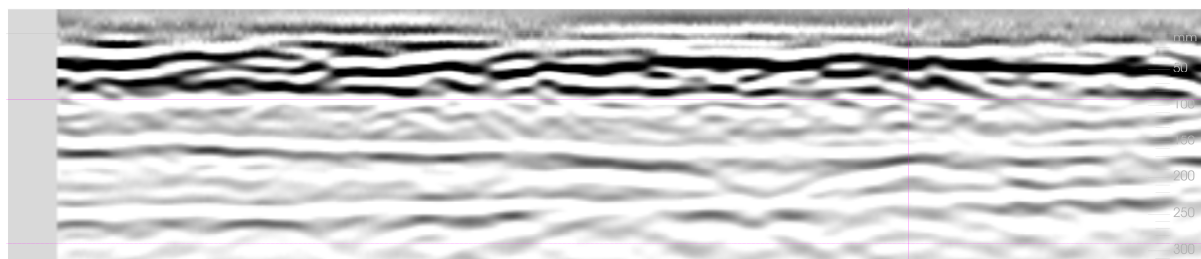


L3 : ANCIEN BATIMENT

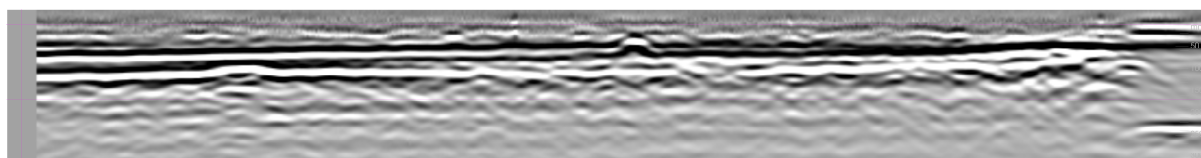


ANNEXE 2 : LIGNE RADAR

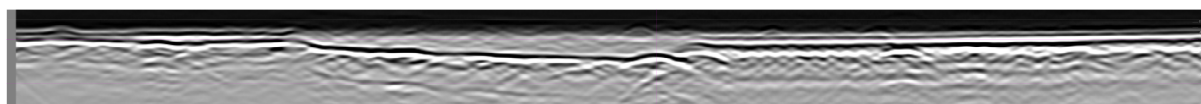
L4 : ANCIEN BATIMENT



L5 : ANCIEN BATIMENT

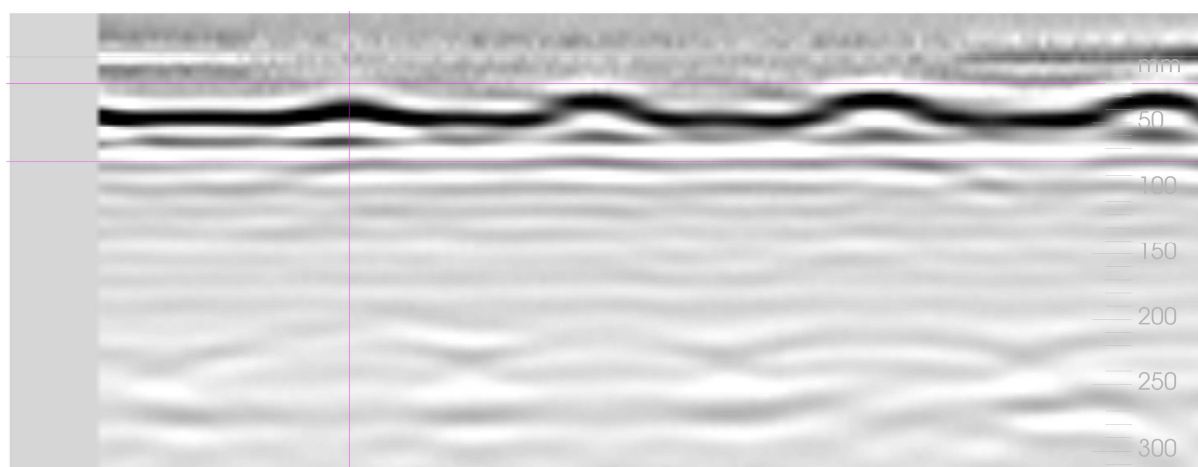


L6 ANCIEN BATIMENT



ANNEXE 2 : LIGNE RADAR

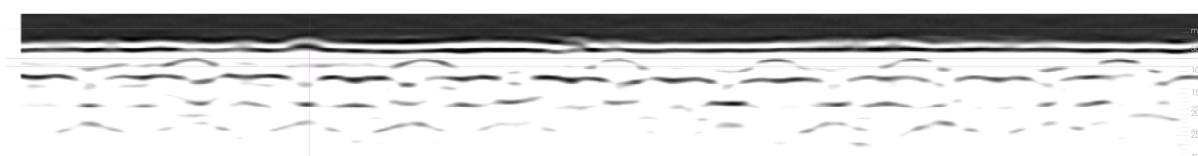
L7 : NOUVEAU BATIMENT



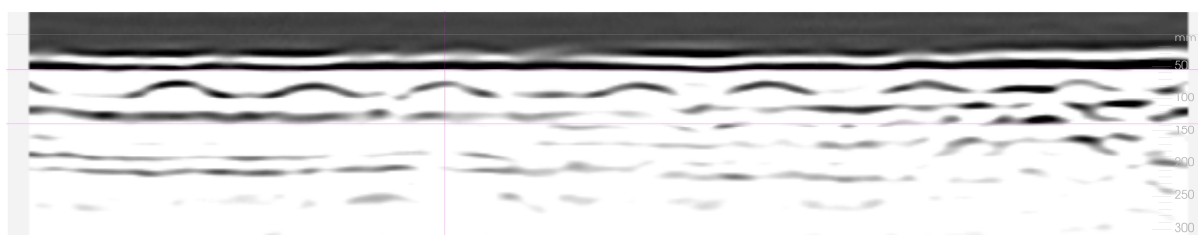
L8 : NOUVEAU BATIMENT

Pas de ligne

L9 : NOUVEAU BATIMENT

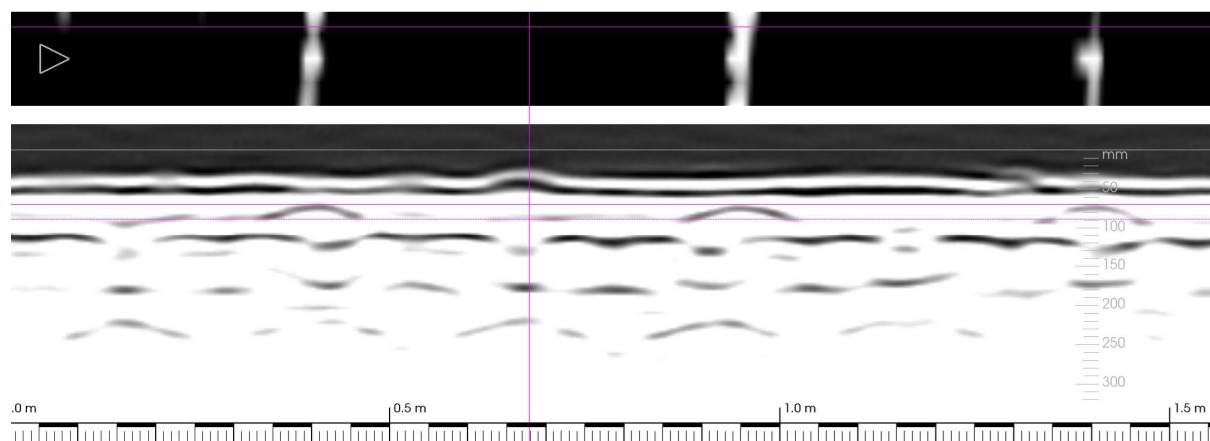


L10 : NOUVEAU BATIMENT

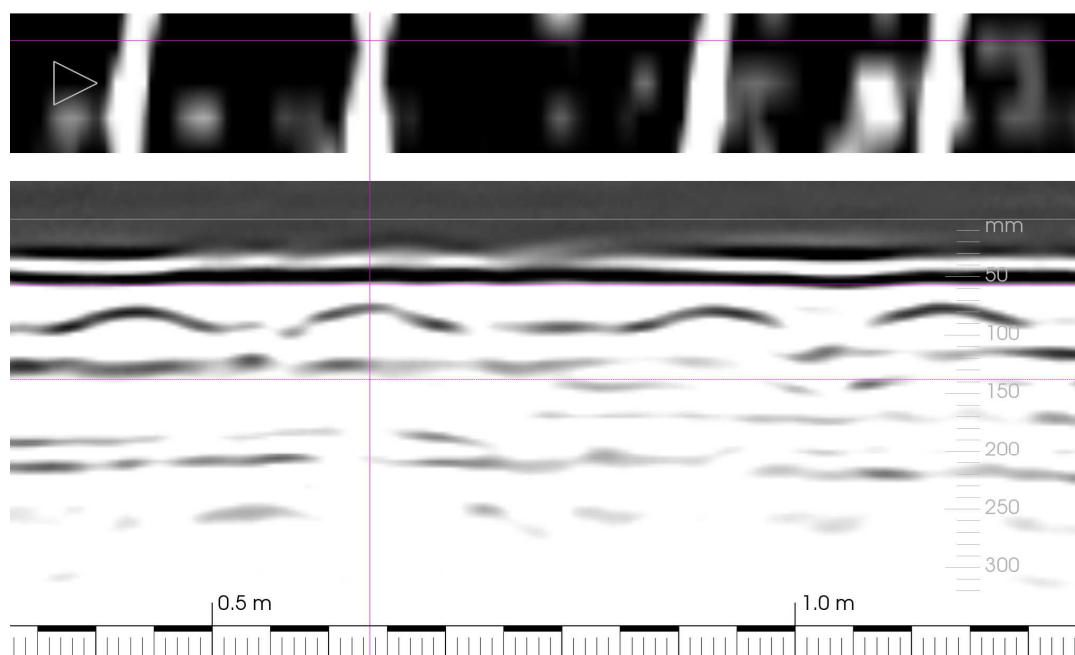


ANNEXE 2 : LIGNE RADAR

L11 : NOUVEAU BATIMENT



L11 : NOUVEAU BATIMENT




ANNEXE 3

NOTE DE CALCUL

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRELLE ZONE 1



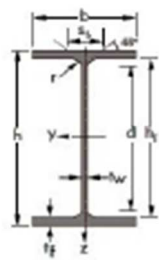
**Etude de capacité portante d'un plancher sur profilé
métallique isostatique et chargement uniformément réparti**

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur le profilé

b (mm) :	64	d (mm) :	93.4	A v/z (mm ²) :	631
h (mm) :	120	tf (mm) :	6.3	Fy (Mpa) :	235
hi (mm) :	107.4	tw (mm) :	4.4	8Mo :	1
Iy (mm ⁴) :	3180000	Iz (mm ⁴) :	277000	It (mm ⁴) :	17400
Iw (mm ⁶) :	890000000	Fy (Mpa) :	235	Wpl,y (mm ³) :	60700

Entraxe (m) :	0.785
Portée (m) :	2.25



1.2. Informations sur les charges

Charges uniformément réparties

Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle :	Aire de la section (m ²) :	0.00132			
				0.103	kN/ml
Poids propre de la dalle :	Epaisseur (m) :	0.06		1.1775	kN/ml
Poids propre des voûtes :	Epaisseur (m) :	0.125		1.9625	kN/ml
				G =	3.24 kN/ml

Charges d'exploitation

Charge d'exploitation :	Eurocode (kN/m ²) :	10		7.85	kN/ml
				Q =	7.85 kN/ml

1.3. Détermination du chargement à l'ELU

Charges uniformément réparties

Q elu 1 :	16.15	kN/ml			
Ved max :	18.17	kN	Med max :	10.22	kN
Ved max :	0.018	MN	Med max :	0.0102	MN

ETUDE 1
Page 1/3

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1.4. Schéma RDM



Modélisation RDM

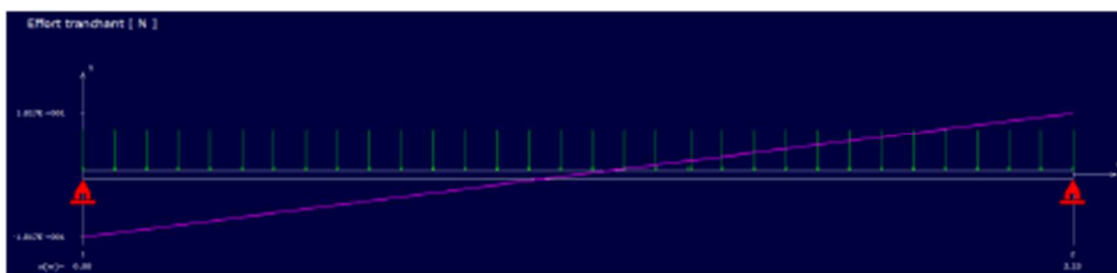


Diagramme des efforts tranchants

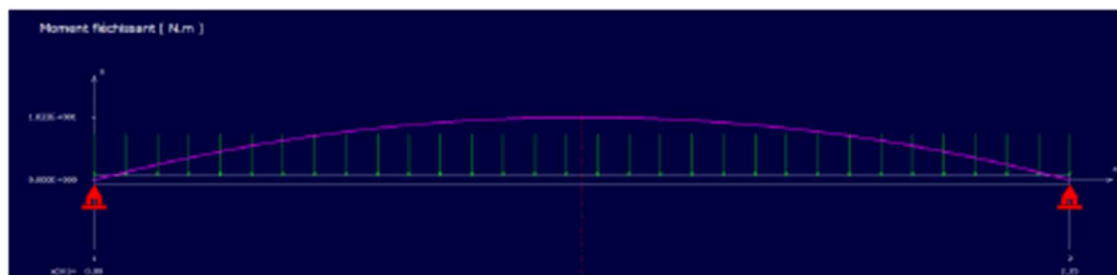


Diagramme des moments fléchissants

2. Vérification à effectuer selon l'Etat Limite Ultime (E.L.U.)

Vérification au droit de l'effort tranchant maximal :

$$\left. \begin{array}{l} N = 0 \\ V_y = V_{\max} = 18.17 \\ M_z = 0 \end{array} \right\}$$

On identifie les risques suivants :

--> Risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant

--> Risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant

Vérification au droit du moment fléchissant maximal :

$$\left. \begin{array}{l} N = 0 \\ V_y = 0 \\ M_z = M_{\max} = 10.22 \end{array} \right\}$$

On identifie les risques suivants

--> Risque de déversement par les moments fléchissants

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

Vérification dans les autres cas :

$$\left. \begin{array}{l} N = 0 \\ V_y = 0 \\ M_z = 0 \end{array} \right\}$$

On identifie les risques suivants

--> Risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant

--> Risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant

--> Risque de déversement par les moments fléchissants

Vérification du risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant

$$\left. \begin{array}{l} h_w (\text{mm}) = 93.4 \\ t_w (\text{mm}) = 4.4 \end{array} \right\} \frac{h_w}{t_w} = \frac{21.23}{4.4} = 4.82 < 72$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement de l'âme

Vérification du risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant

$$\left. \begin{array}{l} A_{v/z} (\text{m}^2) = 0.000631 \\ F_y (\text{Mpa}) = 235 \\ \gamma_{m0} = 1 \end{array} \right\} V_{pl,rd} = A_{v/z} * \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 0.088 \text{ MN}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement du profilé

Vérification du risque de cisaillement du profilé par combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant

$$\left. \begin{array}{l} V_{ed} = 0.018 \\ V_{pl,rd} = 0.088 \end{array} \right\} 0.5 \quad 0.043 \text{ MN}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement du profilé

Vérification du moment fléchissant sans risque de déversement

Le risque de déversement n'est pas vérifié, car les poutrelles sont partiellement noyées dans les voûtes.

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} * W_y * f_y}{\gamma_{m1}} = 0.0143 \text{ MN.m}$$

$$M_{ed, \max} = 0.0102$$


La vérification en flexion est satisfaite

Capacité portante

1000 kg/m²

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRELLE ZONE 2



**Etude de capacité portante d'un plancher sur profilé
métallique isostatique et chargement uniformément réparti**

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur le profilé

b (mm) :	58	d (mm) :	104.6	A v/z (mm²) :	1420
h (mm) :	120	t _f (mm) :	7.7	F _y (Mpa) :	235
h _l (mm) :		t _w (mm) :	5.1	ε _{Mo} :	1
I _y (mm ⁴) :	3280000	I _z (mm ⁴) :	277000	I _t (mm ⁴) :	17400
I _w (mm ⁶) :	677800000	F _y (Mpa) :	235	W _{pl,y} (mm ³) :	63000

Entraxe (m) : 0.87

Portée (m) : 3

1.2. Informations sur les charges

Charges uniformément réparties

Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle :	Aire de la section (m²) :	0.00142			
			0.111	kN/ml	
Poids propre de la dalle :	Epaisseur (m) :	0.06		1.305	kN/ml
Poids propre de la dalle :	Epaisseur (m) :	0.14		2.436	kN/ml
			G =	3.85	kN/ml

Charges d'exploitation

Charge d'exploitation :	Eurocode (kN/m²) :	6			
			5.22	kN/ml	
			Q =	5.22	kN/ml

1.3. Détermination du chargement à l'ELU

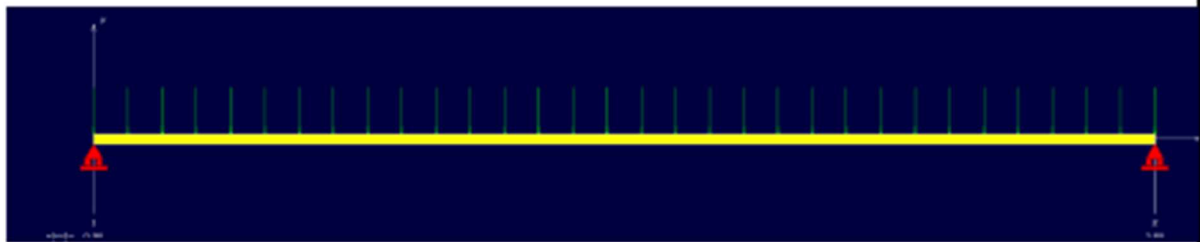
Charges uniformément réparties

Q _{elu 1} :	13.03	kN/ml			
Ved max :	19.54	kN	Med max :	14.66	kN
Ved max :	0.020	MN	Med max :	0.015	MN

ETUDE 1
Page 1/4

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1.4. Schéma RDM



Modélisation RDM

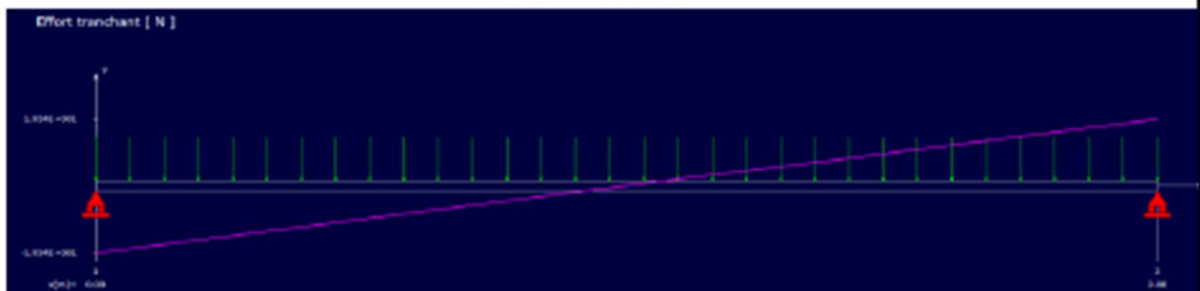


Diagramme des efforts tranchants

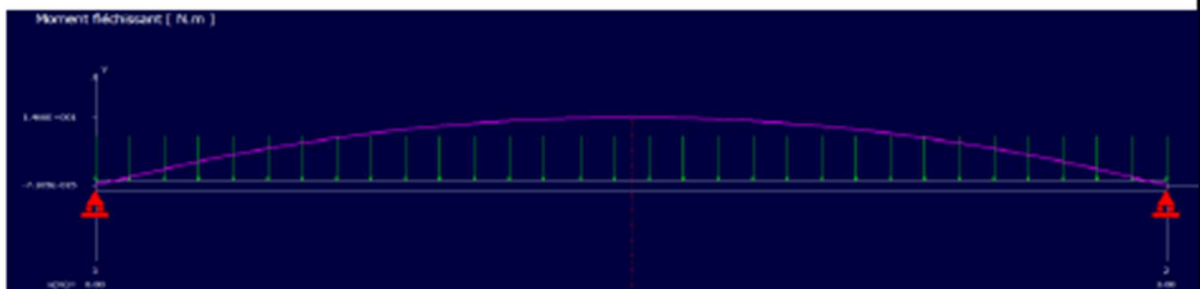


Diagramme des moments fléchissants

2. Vérification à effectuer selon l'Etat Limite Ultime (E.L.U.)

Vérification au droit de l'effort tranchant maximal :

N	=	0
Vy = V max	=	19.54
Mz	=	0

On identifie les risques suivants :

- Risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant
- Risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant

Vérification au droit du moment fléchissant maximal :

N	=	0
Vy	=	0
Mz = M max	=	14.66

On identifie les risques suivants :

- Risque de déversement par les moments fléchissants

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRE PRINCIPALE

Vérification dans les autres cas :

$$\left. \begin{array}{l} N = 0 \\ V_y = 0 \\ M_z = 0 \end{array} \right\}$$

On identifie les risques suivants

- > Risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant
- > Risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant
- > Risque de déversement par les moments fléchissants

Vérification du risque de cisaillement de l'âme par l'effort tranchant

$$\left. \begin{array}{l} h_w \text{ (mm)} = 104.6 \\ t_w \text{ (mm)} = 5.1 \end{array} \right\} \frac{h_w}{t_w} = 20.51 < 72$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement de l'âme

Vérification du risque de cisaillement du profilé par l'effort tranchant

$$\left. \begin{array}{l} A_{v/z} \text{ (m}^2\text{)} = 0.00142 \\ F_y \text{ (Mpa)} = 235 \\ s_{M0} = 1 \end{array} \right\} V_{pl,rd} = A_{v/z} * \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 0.193 \text{ MN}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement du profilé

Vérification du moment fléchissant sans risque de déversement

Le risque de déversement n'est pas vérifié, car les poutrelles sont partiellement noyées dans les voûtes.

$$M_{b,rd} = \frac{W_y * f_y}{\gamma_{m1}} = 0.0148 \text{ MN.m}$$


Med max : 0.0147

La vérification en flexion est satisfaite

Capacité portante
600 kg/m

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL SOLIVE RDC

		Etude de capacité portante d'un plancher bois sur poutre bois isostatique et chargement uniformément réparti		
HYPOTHESE : On prendra pour hypoyhèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30				
1. Données d'entrées				
1.1. Informations sur le profilé				
h (mm) :	165	b (mm) :	65	
Type de bois :	C30	f _{m,k} (MPa) :	30	
Entraxe (m) :	0.3	f _{v,k} (MPa) :	3	
Longueur de pose sur l'appui (mm) :		155	Portée (m) :	3.64
Largeur de pose sur l'appui (mm) :		75	γ _{bois} (kN/m ³) :	5
γ _{lattes platre} (kN/m ³) :		1	f _{c,90,k} (MPa) :	2.7
			E _{0, moy} (MPa) :	12000
			I (m ⁴) :	2.43E-05
1.2. Informations sur les charges				
Les charges d'exploitation				
Poids propre de la poutre :	Aire de la section (m ²) :	0.010725	0.054	kN/ml
Poids propre du plancher :	Epaisseur (m) :	0.035	0.0525	kN/ml
Poids propre du lattes platre	Epaisseur (m) :	0.035	0.0105	kN/ml
		G = 0.12 kN/ml		

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1. Vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U.




Pour que la vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer le moment fléchissant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance à la flexion. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}$$

Détermination des coefficients

$k_h =$	1	
$k_{ls} =$	1.100	
$k_{crit} =$	0.765	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{m,d} =$	20.77	MPa

On sait que :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{elu} * 6}{b * h^2}$$

On en déduit donc que :

$$M_{ELU} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2}{6} = 0.00515 \text{ MN.m}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance à la flexion de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2 * 8}{6 * l^2}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.003 \text{ MN/m soit } 311 \text{ daN/m}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation maximale admissible est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 207 \text{ daN/0.31 m}^2 \text{ soit } 692 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

2. Vérification de la résistance au cisaillement, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à l'effort tranchant, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d} * k_v} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort tranchant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance au cisaillement. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} * k_v$$

Détermination des coefficients

$f_{v,k} =$	3.000	MPa
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{v,d} =$	2.077	MPa
$k_v =$	1.000	

On sait que :

$$\tau_{v,d} = \frac{1.5 * V_{ed}}{b_e * h_e}$$

On en déduit donc que :

$$V_{ed} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * b_e * h_e}{1.5} = 0.0099 \text{ MN/ml}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance au cisaillement de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * h_e * b_e * 2}{1.5 * l}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.00547 \text{ MN/ml soit } 547 \text{ daN/ml}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 364.45 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 1215 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

3. Vérification de la résistance à la contrainte de compression transversale, à l'E.L.U.


Pour que la vérification de la résistance à la compression transversale, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90,d} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la contrainte de compression transversale. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d}$$

Détermination des coefficients

$k_{c,90,d} =$	1.500	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{c,90,d} =$	1.869	

MPa

On sait que :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{I_c * I_l}$$

On en déduit que

$$F \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l = 0.0326 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la contrainte de compression transversale de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l * 2}{l}$$

Ce qui donne

$$P_{adm} \leq 0.018 \text{ MN soit } 1791 \text{ dan}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 1194 \text{ dan/0.31m}^2 \text{ soit } 3980 \text{ daN/m}^2$$

4. Choix de la charge d'exploitation maximale du plancher

Après l'ensemble des vérifications, on prendra la valeur suivante :

$$Q_{adm} = 600 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRE RDC



Etude de capacité portante d'un plancher bois sur poutre bois isostatique et chargement uniformément réparti

HYPOTHESE :

On prendra pour hypoyhèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur le profilé

h (mm) :	165	b (mm) :	150	Portée max (m) :	2.7
Type de bois :	C30	f _{m,k} (MPa) :	30	γ _{bois} (kN/m ³) :	5
Entraxe max (m) :	2.58	f _{v,k} (MPa) :	3	f _{c,90,k} (MPa) :	2.7
Longueur de pose sur l'appui (mm) :	95	E _{0, moy} (MPa) :	12000	I (m ⁴) :	5.62E-05
Largeur de pose sur l'appui (mm) :	65				
γ _{lattis platre} (kN/m ³) :	1				

1.2. Informations sur les charges

Les charges d'exploitation

Poids propre de la poutre :	Aire de la section (m ²) :	0.02475	0.124	kN/ml
Poids propre des Solive :	Aire de la section (m ²) :	0.037125	0.100	kN/ml
Poids propre du plancher :	Epaisseur (m) :	0.035	0.4515	kN/ml
Poids propre du lattis platre	Epaisseur (m) :	0.035	0.0903	kN/ml

G = 0.77 kN/ml

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1. Vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U.




Pour que la vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer le moment fléchissant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance à la flexion. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}$$

Détermination des coefficients

$k_h =$	1	
$k_{ls} =$	1.100	
$k_{crit} =$	0.765	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{m,d} =$	20.77	MPa

On sait que :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{elu} * 6}{b * h^2}$$

On en déduit donc que :

$$M_{ELU} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2}{6} = 0.01190 \text{ MN.m}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance à la flexion de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2 * 8}{6 * l^2}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.013 \text{ MN/m soit } 1305 \text{ dan/m}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation maximale admissible est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 870 \text{ dan/0.31 m}^2 \text{ soit } 337 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

2. Vérification de la résistance au cisaillement, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à l'effort tranchant, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d} * k_v} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort tranchant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance au cisaillement. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} * k_v$$

Détermination des coefficients

$f_{v,k} =$	3.000	MPa
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{v,d} =$	2.077	MPa
$k_v =$	1.000	

On sait que :

$$\tau_{v,d} = \frac{1.5 * V_{ed}}{b_e * h_e}$$

On en déduit donc que :

$$V_{ed} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * b_e * h_e}{1.5} = 0.0230 \text{ MN/ml}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance au cisaillement de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * h_e * b_e * 2}{1.5 * l}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.01701 \text{ MN/ml} \text{ soit } 1701 \text{ dan/ml}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 1133.84 \text{ dan/0.31m}^2 \text{ soit } 439 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

3. Vérification de la résistance à la contrainte de compression transversale, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à la compression transversale, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90,d} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la contrainte de compression transversale. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d}$$

Détermination des coefficients

$k_{c,90,d} =$	1.500	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{c,90,d} =$	1.869	

MPa

On sait que :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{I_c * I_l}$$

On en déduit que

$$F \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l = 0.0173 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la contrainte de compression transversale de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l * 2}{l}$$

Ce qui donne

$$P_{adm} \leq 0.013 \text{ MN soit } 1263 \text{ daN}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 855 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 331 \text{ daN/m}^2$$

4. Choix de la charge d'exploitation maximale du plancher

Après l'ensemble des vérifications, on prendra la valeur suivante :

$$Q_{adm} = 300 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL SOLIVE BOIS R+1



Etude de capacité portante d'un plancher bois sur poutre bois isostatique et chargement uniformément réparti

HYPOTHESE :

On prendra pour hypothèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur le profilé

h (mm) :	165	b (mm) :	65	Portée (m) :	3.64
Type de bois :	C30	f _{m,k} (MPa) :	30	γ _{bois} (kN/m ³) :	5
Entraxe (m) :	0.3	f _{v,k} (MPa) :	3	f _{c,90,k} (MPa) :	2.7
Longueur de pose sur l'appui (mm) :	155	E _{0, moy} (MPa) :	12000	I (m ⁴) :	2.43E-05
Largeur de pose sur l'appui (mm) :	75				
γ _{lattes platre} (kN/m ³) :	1				

1.2. Informations sur les charges

Les charges d'exploitation

Poids propre de la poutre :	Aire de la section (m ²) :	0.010725	0.054	kN/ml
Poids propre du plancher :	Epaisseur (m) :	0.035	0.0525	kN/ml
Poids propre du lattes platre	Epaisseur (m) :	0.035	0.0105	kN/ml

G = 0.12 kN/ml

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1. Vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U.




Pour que la vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer le moment fléchissant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance à la flexion. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}$$

Détermination des coefficients

k_h	1	
k_{ls}	1.100	
k_{crit}	0.765	
k_{mod}	0.900	
$f_{m,d}$	20.77	MPa

On sait que :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{elu} * 6}{b * h^2}$$

On en déduit donc que :

$$M_{ELU} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2}{6} = 0.00515 \text{ MN.m}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance à la flexion de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2 * 8}{6 * l^2}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.003 \text{ MN/m soit } 311 \text{ dan/m}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation maximale admissible est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 207 \text{ dan/0.31 m}^2 \text{ soit } 692 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

2. Vérification de la résistance au cisaillement, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à l'effort tranchant, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d} * k_v} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort tranchant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance au cisaillement. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} * k_v$$

Détermination des coefficients

$f_{v,k} =$	3.000	MPa
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{v,d} =$	2.077	MPa
$k_v =$	1.000	

On sait que :

$$\tau_{v,d} = \frac{1.5 * V_{ed}}{b_e * h_e}$$

On en déduit donc que :

$$V_{ed} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * b_e * h_e}{1.5} = 0.0099 \text{ MN/ml}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance au cisaillement de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * h_e * b_e * 2}{1.5 * l}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.00547 \text{ MN/ml} \quad \text{soit} \quad 547 \text{ daN/ml}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 364.45 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 1215 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

3. Vérification de la résistance à la contrainte de compression transversale, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à la compression transversale, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90,d} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la contrainte de compression transversale. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d}$$

Détermination des coefficients

$k_{c,90,d} =$	1.500	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{c,90,d} =$	1.869	

MPa

On sait que :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{I_c * I_l}$$

On en déduit que

$$F \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l = 0.0326 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la contrainte de compression transversale de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l * 2}{l}$$

Ce qui donne

$$P_{adm} \leq 0.018 \text{ MN soit } 1791 \text{ dan}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 1194 \text{ dan/0.31m}^2 \text{ soit } 3980 \text{ daN/m}^2$$

4. Choix de la charge d'exploitation maximale du plancher

Après l'ensemble des vérifications, on prendra la valeur suivante :

$$Q_{adm} = 600 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRE BOIS (1) R+1



Etude de capacité portante d'un plancher bois sur poutre bois isostatique et chargement uniformément réparti

HYPOTHESE :

On prendra pour hypothèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur le profilé

h (mm) :	240	b (mm) :	160	Portée max (m) :	8.1
Type de bois :	C30	f _{m,k} (MPa) :	30	γ _{bois} (kN/m ³) :	5
Entraxe max (m) :	2.95	f _{v,k} (MPa) :	3	f _{c,90,k} (MPa) :	2.7
Longueur de pose sur l'appui (mm) :	95	E _{0, moy} (MPa) :	12000	I (m ⁴) :	1.84E-04
Largeur de pose sur l'appui (mm) :	65				
γ _{lattes platre} (kN/m ³) :	1				

1.2. Informations sur les charges

Les charges Permanant

Poids propre de la poutre :	Aire de la section (m ²) :	0.0384	0.192	kN/ml
Poids propre des Solive :	Aire de la section (m ²) :	0.0384	0.104	kN/ml
Poids propre du plancher :	Epaisseur (m) :	0.035	0.5163	kN/ml
Poids propre du lattes platre	Epaisseur (m) :	0.035	0.1033	kN/ml

G = 0.92 kN/ml

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1. Vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U.




Pour que la vérification de la résistance à la flexion, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer le moment fléchissant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance à la flexion. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit}$$

Détermination des coefficients

$k_h =$	1	
$k_{ls} =$	1.100	
$k_{crit} =$	0.765	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{m,d} =$	20.77	MPa

On sait que :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{elu} * 6}{b * h^2}$$

On en déduit donc que :

$$M_{ELU} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2}{6} = 0.02685 \text{ MN.m}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance à la flexion de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{ls} * k_{crit} * b * h^2 * 8}{6 * l^2}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.003 \text{ MN/m soit } 327 \text{ dan/m}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation maximale admissible est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 218 \text{ dan/0.31 m}^2 \text{ soit } 74 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

2. Vérification de la résistance au cisaillement, à l'E.L.U.

Pour que la vérification de la résistance à l'effort tranchant, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d} * k_v} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort tranchant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance au cisaillement. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} * k_v$$

Détermination des coefficients

$f_{v,k}$	=	3.000	MPa
k_{mod}	=	0.900	
$f_{v,d}$	=	2.077	MPa
k_v	=	1.000	

On sait que :

$$\tau_{v,d} = \frac{1.5 * V_{ed}}{b_e * h_e}$$

On en déduit donc que :

$$V_{ed} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * b_e * h_e}{1.5} = 0.0356 \text{ MN/ml}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance au cisaillement de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * h_e * b_e * 2}{1.5 * l}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.00880 \text{ MN/ml} \text{ soit } 880 \text{ daN/ml}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 586.38 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 199 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

3. Vérification de la résistance à la contrainte de compression transversale, à l'E.L.U.


Pour que la vérification de la résistance à la compression transversale, à l'E.L.U., soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90,d} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la contrainte de compression transversale. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d}$$

Détermination des coefficients

$k_{c,90,d} =$	1.500	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{c,90,d} =$	1.869	

MPa

On sait que :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{I_c * I_l}$$

On en déduit que

$$F \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l = 0.0173 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la contrainte de compression transversale de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l * 2}{l}$$

Ce qui donne

$$P_{adm} \leq 0.004 \text{ MN soit } 428 \text{ dan}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 285 \text{ dan/0.31m}^2 \text{ soit } 97 \text{ daN/m}^2$$

4. Choix de la charge d'exploitation maximale du plancher

Après l'ensemble des vérifications, on prendra la valeur suivante :

$$Q_{adm} = 0 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRE BOIS (2) R+1

GINGER CEBTP		Etude de capacité portante d'un plancher bois sur poutre bois isostatique et chargement uniformément réparti		
HYPOTHESE : On prendra pour hypothèse que le bois constituant l'ossature du plancher est un bois résineux C30				
1. Données d'entrées				
1.1. Informations sur le profilé				
h (mm) :	240	b (mm) :	160	
Type de bois :	C30	f _{m,k} (MPa) :	30	
Entraxe max (m) :	3	f _{v,k} (MPa) :	3	
Longueur de pose sur l'appui (mm) :		95	Portée max (m) :	2.5
Largeur de pose sur l'appui (mm) :		65	γ _{bois} (kN/m ³) :	5
γ _{lattes plâtre} (kN/m ³) :		1	f _{c,90,k} (MPa) :	2.7
			E _{0, moy} (MPa) :	12000
			I (m ⁴) :	1.84E-04
1.2. Informations sur les charges				
Les charges d'exploitation				
Poids propre de la poutre :	Aire de la section (m ²) :	0.0384	0.192	kN/ml
Poids propre des Solive :	Aire de la section (m ²) :	0.0384	0.104	kN/ml
Poids propre du plancher :	Epaisseur (m) :	0.035	0.3250	kN/ml
Poids propre du lattes plâtre :	Epaisseur (m) :	0.035	0.1050	kN/ml
		G = 0.93 kN/ml		

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

1. Vérification de la résistance à la flexion, à l'ELU.

Pour que la vérification de la résistance à la flexion, à l'ELU, soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_h * k_{lx} * k_{crit}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer le moment fléchissant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance à la flexion. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} * k_h * k_{lx} * k_{crit}$$

Détermination des coefficients

$k_h =$	1	
$k_{lx} =$	1.100	
$k_{crit} =$	0.765	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{m,d} =$	20.77	MPa

On sait que :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{elu} * 6}{b * h^2}$$

On en déduit donc que :

$$M_{ELU} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{lx} * k_{crit} * b * h^2}{6} = 0.02685 \text{ MN.m}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance à la flexion de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{m,d} * k_h * k_{lx} * k_{crit} * b * h^2 * 8}{6 * l^2}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.034 \text{ MN/m soit } 3436 \text{ daN/m}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation maximale admissible est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 2291 \text{ daN/0.31 m}^2 \text{ soit } 764 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

2. Vérification de la résistance au cisaillement, à l'ELU.

Pour que la vérification de la résistance à l'effort tranchant, à l'ELU, soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$Taux = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d} * k_v} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort tranchant maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la résistance au cisaillement. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} * k_v$$

Détermination des coefficients

$f_{vk} =$	3.000	MPa
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{v,d} =$	2.677	MPa
$k_v =$	1.000	

On sait que :

$$\tau_{v,d} = \frac{1.5 * V_{ed}}{b_e * h_e}$$

On en déduit donc que :

$$V_{ed} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * b_e * h_e}{1.5} = 0.0256 \text{ MN/ml}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la résistance au cisaillement de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{f_{v,d} * k_v * h_e * b_e * 2}{1.5 * l}$$

Ce qui donne :

$$P_{adm} \leq 0.02850 \text{ MN/ml} \text{ soit } 2850 \text{ daN/ml}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 1899.91 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 633 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL ANCIEN BATIMENT

3. Vérification de la résistance à la contrainte de compression transversale, à l'ELU.

Pour que la vérification de la résistance à la compression transversale, à l'ELU, soit vérifiée, il faut que le taux de travail de la section de bois soit inférieur à 1. Ce taux de travail se calcule par la formule suivante :

$$T_{aux} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90,d} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

Or, dans notre cas, on cherche à déterminer l'effort maximal que peut admettre la poutre bois pour répondre à l'exigence de la vérification de la contrainte de compression transversale. De ce fait, on obtient la formule suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d}$$

Détermination des coefficients

$k_{c,90,d} =$	1.500	
$k_{mod} =$	0.900	
$f_{c,90,d} =$	1.800 MPa	

On sait que :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{I_c * I_l}$$

On en déduit que

$$F \leq k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l = 0.0173 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de calculer la charge maximale admissible pour vérifier la contrainte de compression transversale de la poutre bois

$$P_{adm} \leq \frac{k_{c,90,d} * f_{c,90,d} * I_c * I_l * 2}{l}$$

Ce qui donne

$$P_{adm} \leq 0.034 \text{ MN soit } 1335 \text{ daN}$$

Or, on sait que l'on travaille à l'ELU, ce qui nous permet de dire que la charge d'exploitation admissible maximale est de :

$$Q_{adm} \leq \frac{p - 1.35 * G}{1.5} = 923 \text{ daN/0.31m}^2 \text{ soit } 300 \text{ daN/m}^2$$


4. Choix de la charge d'exploitation maximale du plancher

Après l'ensemble des vérifications, on prendra la valeur suivante :

$$Q_{adm} = 300 \text{ daN/m}^2$$

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL NOUVEAU BATIMENT

NOTE DE CALCUL PLANCHER POUTRELLE ENTREVOUS 1

**Etude de capacité portante d'un plancher sur poutre béton hyperstatique et avec un chargement uniformément réparti**

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur la poutre béton

Béton :	C25/30	Hypothèse de calcul	
Hauteur (m) :	0.06		
Base (m) :	1		
Fck (Mpa) :	25		
Euk (%) :	50		
k :	1.08		

Portée 1 (m) :	3
Portée 2 (m) :	3
Portée 3 (m) :	3
Entraxe 1 (m) :	0.5
Entraxe 2 (m) :	0.45
Fcd (Mpa) :	16.7
Eud (%) :	45

1.2. Informations sur le ferraillage

Caractéristiques des aciers :

Nuance (Mpa) :	235	Fyk (Mpa) :	235
Fyd (Mpa) :	204		

1.3. Informations sur les charges

Charges permanentes :

Cloison (kN/ml) :	0	Charge (kN/m²) :	0		
Dalle (kN/ml) :	1.5	Hauteur (m) :	0.06	Largeur (m) :	1

Charges exploitation :

Charge (kN/ml) :	1.1875	Charge (kN/m²) :	E1	2.5
------------------	--------	------------------	----	-----

Chargement global :

P (kN/ml) =	3.81
-------------	------

ETUDE 1

Page 1/3

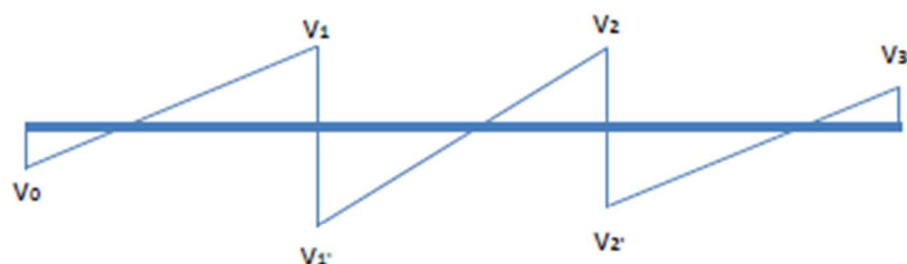
ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL NOUVEAU BATIMENT

2. Détermination des charges à l'E.L.U.

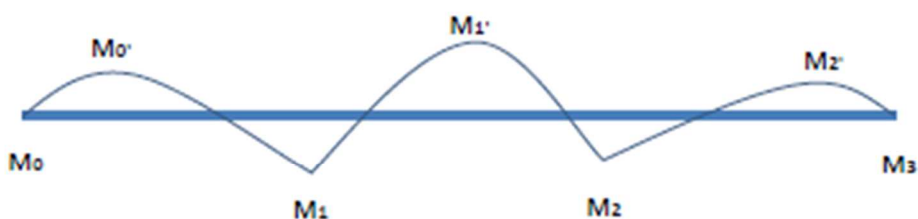
2.1. Schémas RDM de principe pour un chargement uniformément réparti



Diagrammes de principe de l'effort tranchant



Diagrammes de principe du moment fléchissant



2.2. Détermination du chargement à l'ELU

Valeurs des efforts tranchants :

V_0 (kN) =	-4.57	V_1' (kN) =	-5.71	V_2' (kN) =	-6.85
V_1 (kN) =	6.85	V_2 (kN) =	5.71	V_3 (kN) =	4.57

Valeurs des moments fléchissants :

M_0 (kN.m) =	0.00	soit	0.000	MN.m
M_0' (kN.m) =	2.74	soit	0.003	MN.m
M_1 (kN.m) =	-3.43	soit	-0.003	MN.m
M_1' (kN.m) =	0.86	soit	0.001	MN.m
M_2 (kN.m) =	-3.43	soit	-0.003	MN.m
M_2' (kN.m) =	2.74	soit	0.003	MN.m
M_3 (kN.m) =	0.00	soit	0.000	MN.m

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL NOUVEAU BATIMENT

3. Détermination des armatures à l'E.L.U.

Armatures au droit de M0'

La section nécessaire au droit de M0' est de : 2.21 cm²

Dans notre élément structurel, nous avons la section d'armature suivante : 2.92 cm²

Résultats : Ok

Armatures au droit de M1

La section nécessaire au droit de M0' est de : 2.80 cm²

Dans notre élément structurel, nous avons la section d'armature suivante : 2.92 cm²

Résultats : Ok

Armatures au droit de M1'

La section nécessaire au droit de M0' est de : 0.68 cm²

Dans notre élément structurel, nous avons la section d'armature suivante : 2.92 cm²

Résultats : Ok

Armatures au droit de M2

La section nécessaire au droit de M0' est de : 2.80 cm²

Dans notre élément structurel, nous avons la section d'armature suivante : 2.92 cm²

Résultats : Ok

Armatures au droit de M2'

La section nécessaire au droit de M0' est de : 2.21 cm²

Dans notre élément structurel, nous avons la section d'armature suivante : 2.92 cm²

Résultats : Ok

ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL NOUVEAU BATIMENT

NOTE DE CALCUL POUTRE BETON



Etude de capacité portante d'un plancher sur poutre béton
isostatique et avec un chargement uniformément réparti

1. Données d'entrées

1.1. Informations sur la poutre béton

Béton :	C25/30	Hypothèse de calcul	Portée (m) :	8.1
Hauteur (m) :	0.6		Entraxe 1 (m) :	3.2
Base (m) :	0.2		Entraxe 2 (m) :	3.2
Fck (Mpa) :	25		Fcd (Mpa) :	16.7
Euk (%) :	50		Eud (%) :	45
k :	1.08			

1.2. Informations sur le ferraillage

Disposition du ferraillage :

	Nombre	Ø (cm)	Section (cm ²)	Enrobage (mm)
Lit 1 :	3	2.6	15.93	2.5
	4	2	12.57	5
Lit 2 :	2	0.8	1.01	3
			0.00	
Lit 3 :			0.00	
			0.00	
			29.50	3.58

Caractéristiques des aciers :

Nuance (Mpa) :	235	Fyk (Mpa) :	235
Fyd (Mpa) :	204	d (m) :	0.596

1.3. Informations sur les charges

Charges permanentes :

Dalle (kN/ml) :	6.4	Ep (m) :	0.08		
Hourdi (kN/ml) :	0.75	Hauteur (m) :	1	Largeur (m) :	3
Poutre (kN/ml) :	3	Hauteur (m) :	0.6	Largeur (m) :	0.2

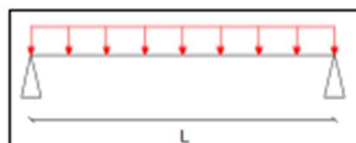
Charges exploitation :

charge pondérée (kN/ml) :	14.4	charge (kN/m ²) :	4.5
---------------------------	------	-------------------------------	-----

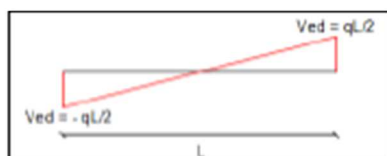
ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL NOUVEAU BATIMENT

2. Détermination des charges à l'E.L.U.

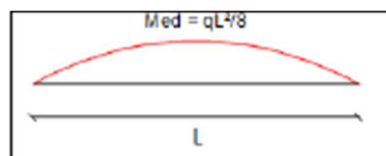
2.1. Schéma RDM de principe pour un chargement uniformément réparti



Diagrammes de principe



Efforts tranchants



Moments fléchissants

2.2. Détermination du chargement à l'ELU

Q _{elu} :	36.315	kN/ml		
Ved (kN) :	147.076	kN	0.147	kMN
Med (kN.m) :	297.828	kN.m	0.298	MN.m

3. Détermination des armatures à l'E.L.U.

3.1. Recherche de pivot

$\alpha_{AB} =$	0.072	$\mu_{bu} =$	0.251180
$\alpha_{lim} =$	0.3682058	$\alpha_{lim} =$	0.617

Nous sommes au pivot B

Pas besoin d'aciers comprimés

Conditions de l'étude en fonction du pivot

Pivot A

$$\epsilon_s = \epsilon_{ud}$$

$$\epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

Pivot B

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$$

$$\epsilon_s < \epsilon_{ud}$$

3.2. Calcul de la section d'armatures (au pivot B)

$\epsilon_s =$	6.006	‰	$\sigma_s =$	206
$A_s =$	0.0028	m ²		
	28.47	cm ²		

3.3. Vérification de la quantité d'armatures

Dans notre poutre, nous avons la quantité d'armatures suivantes :

29.50 cm² OK

De part le calcul, pour reprendre les charges actuelles, il faut un minima de :

28.47 cm²



VOS CONTACTS

Stephan KESTELOOT

Directeur d'Agence

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