

Mme BELLATO Stéphanie
Cheffe de projets immobiliers
Ministères Économiques et Financiers - Antenne de Strasbourg
14 Rue du Maréchal Juin, 67 000 STRASBOURG

Antony, le 28 mars 2025

N/REF : STO-24-906 - RAPP - A - Diagnostic structurel et vérifications avant restructuration - 4 rue François de Guise 57000 Metz

Affaire suivie par :
Raphaël PETIT
raphael.petit@structureo.fr
Tel : 06 74 12 78 23

Diagnostic structurel et vérifications avant restructuration 4 Rue François de Guise 57000 Metz

Edifice :	Bureaux de la D.R.E.A.L. (anciennement) 4 Rue François de Guise 57 000 METZ
-----------	---

A la demande et pour le compte de :	Mme BELLATO Stéphanie Cheffe de projets immobiliers Ministères Économiques et Financiers - Antenne de Strasbourg 14 Rue du Maréchal Juin, 67 000 STRASBOURG
--	--



Sommaire

1.	AVANT-PROPOS	3
2.	MISSION DE STRUCTUREO	6
2.1	INTERVENTION <i>IN SITU</i>	6
2.2	ESSAIS EN LABORATOIRE – CARACTERISATION DE L'ESSENCE, IDENTIFICATIONS ENTOMOLOGIQUES ET MYCOLOGIQUE.	6
2.3	VERIFICATION DE CAPACITES PORTANTES	7
2.4	VERIFICATION DE LA TENUE AU FEU	7
3.	DESCRIPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE	8
3.1	LOCALISATION	8
3.2	HISTORIQUE	9
3.3	DESCRIPTION DES STRUCTURES DE L'OUVRAGE ETUDIE	11
3.4	GEOMETRIE	16
4.	RECONNAISSANCES STRUCTURELLES	22
4.1	INSPECTIONS VISUELLES – DÉSORDRES OBSERVÉS	22
4.1.1	<i>Classification des désordres</i>	22
4.1.2	<i>Description et localisation des désordres observés</i>	24
4.2	RÉSULTATS DES SONDAGES NON-DESTRUCTIFS, DESTRUCTIFS ET DES ESSAIS À LA THYMOLPHTALÉINE	29
4.2.1	<i>Méthodologie</i>	29
4.2.2	<i>Position des sondages – planchers bas</i>	30
4.2.3	<i>Position des sondages – planchers hauts</i>	32
4.2.4	<i>Position des sondages – voiles du sous-sol</i>	35
4.2.5	<i>Résultats des sondages et essais – planchers bas – complexes de revêtements</i>	36
4.2.6	<i>Résultats des sondages et essais – planchers hauts du sous-sol, RDC et R+1</i>	40
4.2.7	<i>Résultats des sondages et essais – voiles du sous-sol</i>	60
4.3	ANALYSES EN LABORATOIRE – BOIS	65
5.	VÉRIFICATIONS DE CAPACITÉS PORTANTES	73
5.1	HYPOTHESES DE CALCUL	73
5.1.1	<i>Références</i>	73
5.1.2	<i>Matériaux</i>	73
5.1.3	<i>Coefficient de sécurité</i>	74
5.2	PLANCHERS DU RDC, R+1 ET R+2	74
5.2.1	<i>Plancher bas du RDC – bureau de l'angle nord-ouest – SD5</i>	75
5.2.2	<i>Plancher bas du R+1 – bureau de l'angle sud-ouest – SD4</i>	91
5.2.3	<i>Plancher bas du R+1 – bureau de l'angle nord-est – SD3</i>	98
5.2.4	<i>Plancher bas du R+2 – bureau de l'angle sud-ouest – SD2</i>	106
5.2.5	<i>Plancher bas du R+2 – bureau de l'angle sud-est – SD1</i>	114
5.3	ÉLÉMENTS DE CHARPENTE – CHEVRON ET PANNE COURANTS	122
5.3.1	<i>Hypothèses de calcul spécifiques – charges climatiques</i>	122
5.3.2	<i>Chevron courant</i>	125
5.3.3	<i>Panne courante</i>	131
5.4	SYNTHÈSE DES RESULTATS ET COMMENTAIRES	133
6.	VÉRIFICATIONS DE TENUES AU FEU	136
6.1	TENUE AU FEU DES VOILES MAÇONNES	136
6.2	TENUE AU FEU DES ÉLÉMENTS DE CHARPENTE	136
6.3	TENUE AU FEU DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURE HORIZONTAUX EN BETON ARMÉ	136
7.	CONCLUSION GÉNÉRALE ET PRÉCONISATIONS	137
7.1	HISTORIQUE	137
7.2	INSPECTIONS VISUELLES	137
7.3	VERIFICATION DE CAPACITES PORTANTES	138
7.4	TENUE AU FEU	139

1. AVANT-PROPOS

Un projet de restructuration de l'immeuble sis au 4 rue François de Guise, 57000 Metz est piloté par l'antenne strasbourgeoise du Service de l'Immobilier et de l'environnement professionnel (S.I.E.P.) du Ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie. Ce sont, en particulier, Madame BELLATO Stéphanie, cheffe de projet, et Monsieur METZGER Nicolas, ingénieur MOA et architecte D.P.L.G., qui sont responsables dudit projet.

Après l'étude de plusieurs sites messins il a été retenu qu'un immeuble situé au 4 Rue François de Guise, 57 000, Metz, constitue vraisemblablement le site le plus approprié pour le relogement des agents. Cet immeuble, situé dans la Ville Nouvelle de Metz, à quelque centaines de mètres de la gare et du bras méridional de la Moselle, était jusqu'à présent occupé par la Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (D.R.E.A.L.).

Dans ce cadre, un appel d'offre a été émis par la maîtrise d'ouvrage susmentionnée pour la réalisation d'études préliminaires et, en particulier, d'un diagnostic structurel de l'existant assorti d'une étude de vérification des capacités portantes des principaux éléments de structure en présence. Il convient de noter, sous ce rapport, que l'immeuble concerné est à conserver au titre de son intérêt patrimonial, et qu'il est notamment classé en immeuble de type B : « *Construction dont le réaménagement pouvant comporter des interventions sur la structure et/ou sur la répartition des volumes existants, est autorisé sous conditions* ». Cet immeuble est en effet un hôtel particulier du début du XX^{ème} siècle présentant trois niveaux occupés et chauffés, dont un R+2 sous combles, mais également un sous-sol abritant des locaux de stockage et d'archives, la chaufferie au gaz et des espaces techniques. Le bâtiment concerné est mitoyen d'un immeuble d'habitation en limite occidentale de parcelle tandis qu'un portail sur rue est installé à l'alignement de la façade à l'est. Ce portail donne accès à la cour arrière abritant aujourd'hui un parking.



Figure 1 : La parcelle (en jaune) et l'immeuble concerné par le diagnostic objet du présent rapport (en orange).

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

Les missions réalisées dans le cadre du diagnostic objet du présent rapport ont été préalablement définies dans un cahier des charges émis par l'antenne strasbourgeoise du Secrétariat Général du Service de l'Immobilier et de l'environnement professionnel (S.I.E.P.) des Ministères Économiques et Financiers. Ce cahier des charges indiquait notamment que :

- L'immeuble objet du présent rapport de diagnostic a fait l'objet d'une rénovation complète en 2002 ;
- Ce même immeuble est réputé de construction traditionnelle, en moellons, charpente bois et couverture en ardoises ;
- Les planchers intermédiaires sont réputés en béton et en bois ;
- La surface utile brute est de 461 m² environ, hors sous-sol dont la surface est de 90m² environ ;
- Une partie de l'enveloppe présente un doublage intérieur en plâtre ;
- Les menuiseries extérieures méridionales (côté cour) ont été remplacées par des menuiseries en P.V.C. à double-vitrage ;
- Les menuiseries extérieures septentrionales (côté rue François de Guise) sont quant à elles en bois avec simple vitrage ;
- Le chauffage est assuré par une chaudière gaz à condensation récente dont il est prévu qu'elle soit conservée au terme des travaux envisagés.

Ce même cahier des charges offre une description sommaire du projet d'adaptation de l'ouvrage existant au profit de son réinvestissement. Le projet prévoit ainsi :

- Le réaménagement des bureaux et espaces communs y compris :
 - o Le remplacement des installations sanitaires et électriques ;
 - o La démolition et la dépose de certaines cloisons ;
 - o La dépose et le remplacement de tous les revêtements muraux et faux-plafonds ;
 - o La dépose et le remplacement des sols souples et carrelés ;
 - o La réfection des sols anciens en parquet, carrelage ancien ou pierre ;
- La remise en état de la cour et du parking extérieur y compris l'aménagement d'un abri pour les deux roues ;
- La rénovation énergétique de l'enveloppe et la construction, pour conformité avec la Réglementation Énergétique 2020 (RE2020) notamment via :
 - o L'isolation par l'intérieur des murs extérieurs au moyen d'un complexe de laine minérale, de plaques de plâtre et d'un pare-vapeur ou de toute autre solution garantissant la perspirance des murs isolés ;
 - o L'isolation de la toiture sous rampants, par l'intérieur, ainsi que sous plancher du comble technique ;
 - o L'isolation du plancher bas du rez-de-chaussée ;
 - o Le remplacement des menuiseries extérieures en bois existantes ;
 - o Le remplacement éventuel des menuiseries extérieures en P.V.C., selon leur performance ;
 - o L'éventuelle installation d'une ventilation double-flux, suivant les résultats des études énergétiques à réaliser ;

Des plans des niveaux de l'immeuble, présentant l'existant ainsi qu'un état sommaire du projet, sont inclus dans les pièces de marché émises par la maîtrise d'ouvrage. Les données qu'ils figurent seront mobilisées dans le présent rapport et complétées de relevés réalisés *in situ* et d'hypothèses lorsque nécessaire.

Dans le cadre de l'évaluation de la faisabilité du projet susmentionné, il a été demandé qu'un diagnostic structurel de l'existant soit réalisé. Il a également été demandé que ce diagnostic donne lieu à une série de vérifications des capacités portantes des principaux éléments de structure existants.

Les pièces transmises par le demandeur du diagnostic et citées dans le présent rapport sont :

- « *METZ_4RFDG_CDC_DIAG_STRUCTURE* » le cahier des charges présentant l'ouvrage, le projet de réhabilitation de celui-ci ainsi que les attendus s'agissant de la mission de diagnostic objet du présent rapport ;
- « *METZ_4FDG_EX_R-1RDC* » les plans des R-1 et RDC de l'ouvrage existant ;
- « *METZ_4FDG_EX_R+1R+2* » les plans des R+1 et R+2 de l'ouvrage existant ;

2. MISSION DE STRUCTUREO

Une équipe du BET STRUCTUREO composée d'un ingénieur structure accompagné de deux techniciens est intervenue sur site dans la journée du mercredi 26 février 2025. Une inspection visuelle, des sondages non destructifs, destructifs, des essais à la thymolphtaléine, des prélèvements d'échantillons de bois ainsi que des relevés de côtes utiles à la modélisation de l'ouvrage ont été réalisés.

2.1 Intervention *in situ*

L'ensemble de l'ouvrage concerné, a fait l'objet d'une inspection visuelle pour les éléments de structure accessibles et visibles. Les éléments d'ouvrage étudiés durant l'intervention *in situ* sont notamment :

- Les sous-faces de planchers au premier sous-sol, enduites ;
- Les sous-faces de planchers à tous les niveaux courants, par dégagement local des faux-plafonds en masquant l'ensemble ;
- Les voiles au premier sous-sol, enduits ;
- Les voiles dans les étages courants lorsque ceux-ci n'étaient pas habillés de plaques de plâtre ;
- La charpente, par dégagement local des faux-plafonds depuis le R+2 puis, directement via la trappe d'accès pour les éléments qui n'étaient pas couverts par la laine de verre couvrant le plancher des combles ;

L'ensemble des éléments susmentionnés est désigné et figuré/imaginé dans la partie suivante, consacrée à la description de l'ouvrage.

En particulier, il a été réalisé :

- Des sondages non-destructifs, au moyen d'un radar *StructureScan*, sur la sous-face de planchers et des voiles, à tous les niveaux ;
- Six sondages destructifs en sous-face de planchers en béton armé, répartis entre tous les niveaux de l'ouvrage. Ces sondages ont été réalisés à l'intersection d'aciers orthogonaux (sondages « en croix ») afin de permettre le relevé des enrobages et des diamètres dans les deux directions (les espacements des aciers, dans les deux directions, ont été relevés au radar) ;
- Des essais à la thymolphtaléine, dans les sondages destructifs réalisés, visant l'estimation de la profondeur du front de carbonatation dans les éléments d'ouvrages en béton armé sondés ;
- Deux prélèvements d'échantillons de bois, sur un élément de la charpente et du complexe de plancher bas du R+2, pour leur analyse en laboratoire et en particulier l'identification de leur essence, de présence d'insectes lignivores et de champignons ;
- Un relevé géométrique des données jugées d'importance pour la modélisation des éléments de structure ;

2.2 Essais en laboratoire - Caractérisation de l'essence, identifications entomologiques et mycologique.

Les échantillons prélevés durant l'intervention *in situ* ont été transmis au laboratoire spécialisé Abarco afin qu'il réalise :

- Un essai de caractérisation de l'essence sur l'échantillon prélevé sur un élément de la charpente ;
- Un essai d'identification entomologique et un essai d'identification mycologique sur un élément du complexe de plancher bas du R+2, dans une pièce adjacente aux pièces humides.

Les résultats et conclusions issus de ces analyses sont intégrés dans le corps du présent rapport.

2.3 Vérification de capacités portantes

Plusieurs éléments d'ouvrage ont fait l'objet d'une vérification de leur capacité portante au sens des données collectées sur l'existant et des données de projet fournies par le demandeur du diagnostic. Ces vérifications se fondent sur une modélisation des structures de l'ouvrage, elle-même fondée, d'une part, sur les données communiquées par le demandeur et des relevés *in situ* ainsi que, d'autre part, sur des hypothèses lorsque les éléments de structure n'ont pu être vus et/ou sondés.

Une vérification, aux états limites, est notamment réalisée pour :

- Une dalle en béton armé formant un plancher haut du sous-sol ;
- Deux dalles en béton armé formant des planchers hauts du RDC ;
- Deux dalles en béton armé formant des planchers hauts du R+1 ;
- Une chevron et une panne courante de la charpente ;

Les vérifications, par le calcul, des capacités portantes des ouvrages susmentionnés sont menées suivant l'ensemble des règles et normes en vigueur, qui seront rappelées dans le présent rapport.

2.4 Vérification de la tenue au feu

La vérification de la tenue au feu d'éléments de structure formant l'ouvrage a été réalisée conséquemment à la vérification des capacités portantes. En particulier, il a été réalisé la vérification de la tenue au feu de :

- Une dalle en béton armé formant un plancher haut du sous-sol ;
- Deux dalles en béton armé formant des planchers hauts du RDC ;
- Deux dalles en béton armé formant des planchers hauts du R+1 ;
- Un chevron et une panne courante de la charpente ;
- De voiles maçonnés du sous-sol.

3. DESCRIPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE

3.1 Localisation

L'immeuble objet du présent rapport se situe au 4 rue François de Guise, 57000, Metz. De ce fait, il se trouve dans le quartier dit de la *Nouvelle Ville*, situé au sud-ouest du centre historique de la ville, à proximité immédiate du Quartier de Lattre de Tassigny et de l'État-major de la Zone de Défense Est. Le quartier borde par ailleurs le canal et le bras oriental de la Moselle, situé à l'ouest.



Figure 2 : L'immeuble objet du présent rapport, situé au 4 rue François de Guise, en rouge. Le quartier de Lattre de Tassigny, en bleu, et l'État-major de la Zone de Défense Est en jaune. Le centre-ville historique de Metz est visible au nord-est du site, qui borde le canal et le bras oriental de la Moselle, à l'ouest.

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

3.2 Historique

L'architecte-urbaniste Conrad Wahn, très inspiré par les travaux du baron Hausmann à Paris, avait tracé, pour la Ville Nouvelle de Metz, de grands axes monumentaux bordés de grands immeubles et d'importantes institutions militaires. Les voies secondaires étaient quant à elles bordées d'immeubles moyens, tandis que les espaces tertiaires, plus proches des poches arborées ou des canaux, étaient ponctués de villas. La forte rectitude et la hiérarchie des voies, qui caractérisait le plan initial, fut progressivement remanié à mesure que la *Ville Nouvelle* fut effectivement élevée pour permettre l'introduction d'une plus forte organicité des tracés. Le quartier demeura cependant un centre institutionnel de la première importance, particulièrement pour l'armée allemande qui forme alors à Metz un grand nombre de ses officiers.

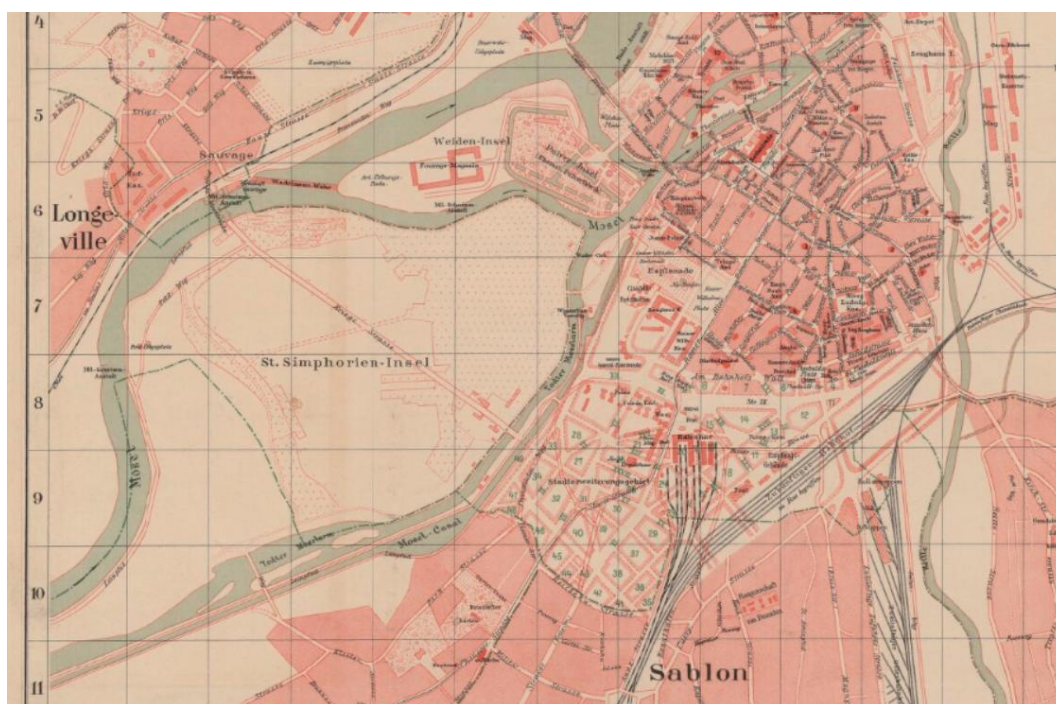


Figure 3 : Plan du projet de la *Ville Nouvelle*, au sud du centre historique de la ville de Metz.

Source : Etrait de - Plan / von Metz und den Vororten, entworfen von Geometer Haug, 1904 | via : <https://gallica.bnf.fr>

Parmi les institutions militaires qui ponctuent la *Nouvelle Ville* de Metz il convient de citer, en premier lieu, le Quartier de Lattre de Tassigny. Cette caserne, initialement nommée *Bayernkaserne*, fut élevée à partir de 1890 sur l'emplacement de l'ancienne citadelle du XVI^{ème} siècle pour abriter le 16^e corps d'armée de l'Empire allemand. La rue François de Guise le borde directement au sud, de sorte qu'elle hérite, au moins partiellement, son tracé de celui des frontières de la caserne.

Une autre institution d'importance, élevée à proximité immédiate, est l'État-major de la Zone de Défense Est. Situé sur l'actuel boulevard Clémenceau qui surplombe le canal et le bras oriental de la Moselle, cet ouvrage fut élevé entre 1908 et 1910, en même temps qu'un quartier de villas avec lequel il forme un pivot sur le sud de la caserne susmentionnée et les berges de la Moselle. Dans ce cadre, il est possible d'envisager, en première approche, que l'immeuble sis au 4 de l'actuelle rue François de Guise soit l'une de ces villas, dont il convient de noter qu'elle se situe à proximité immédiate de l'aile arrière du bâtiment de l'État-major.



Figure 4 : En rouge, le bâtiment de l'État-major de la Zone de Défense Est ainsi que l'îlot abritant l'immeuble objet du présent rapport. Il apparaît que cet ensemble de la *Neustadt* de Metz était déjà tracé et construit en 1914.
Source : Extrait de - Karte des Deutschen Reiches. Blatt 568, Metz ([Neue] Auflage) | via : <https://gallica.bnf.fr>

Considérant l'ensemble des éléments susmentionnés, il est possible d'attribuer la construction de l'immeuble objet du présent rapport, sis au 4 rue François de Guise, dans la *Ville Nouvelle* de Metz, à la période 1910. Il appartiendrait à l'ensemble des villas établies entre l'actuelle avenue de Lattre de Tassigny et les berges de la Moselle. Sa construction procéderait ainsi de la destruction des fortifications françaises de Metz à l'issue de la guerre franco-prussienne de 1870-1871, puis du projet de *Ville Nouvelle* bâtie à l'aune de l'Annexion allemande de l'Alsace-Lorraine. Cette *Ville Nouvelle* abritant des institutions militaires de première importance, l'actuelle rue François de Guise aurait trouvé son tracé dans la construction de celles-ci, en particulier de l'actuelle caserne de Lattre de Tassigny directement au nord, à partir de 1890, et de l'immeuble de l'État-major de la Zone de Défense Est directement à l'ouest, entre 1908 et 1910.

Sources principales :

- Comprendre la guerre de 1870
<https://www.cheminsdememoire.gouv.fr/fr/revue/comprendre-la-guerre-de-1870>
- La Neustadt de Metz : le révélateur urbain d'un territoire d'entre-deux.
<https://anabf.org/pierredangle/magazine/la-neustadt-de-metz-le-revlateur-urbain-d-un-territoire-d-entre-deux>
- État-major de Metz - Wikipédia
https://fr.wikipedia.org/wiki/%C3%89tat-major_de_Metz
- Caserne de Lattre de Tassigny - Wikipédia
https://fr.wikipedia.org/wiki/Caserne_de_Lattre-de-Tassigny

3.3 Description des structures de l'ouvrage étudié

L'immeuble sis au 4 rue François de Guise est une villa, mitoyenne, présentant un niveau de sous-sol et trois niveaux de superstructure ainsi qu'un niveau de combles. L'immeuble, sur rue, présente des façades empreintes d'un historicisme sobre. Seuls l'écriture des baies et le relief des ébrasements, vraisemblablement faits de pierre de Jaumont ou similaire, animent des élévations blanches. La composition est ordonnée autour de l'entrée principale, sur la rue François de Guise, et tenue par le dessin des pignons, en particulier à volutes sur la rue, au nord, et coupé à l'est. L'association du pignon à volutes et d'une baie géminée à fronton sur la façade principale rattache l'immeuble au style néo-renaissance, bien que la simplicité d'ensemble puisse également renvoyer à ce qui fut appelé, localement, le *modern style* messin.

Le niveau de sous-sol de l'immeuble est semi-enterré. De ce fait, le niveau du RDC se trouve en léger surplomb vis-à-vis du niveau de la rue. La différence de niveaux est récupérée en intérieur, au moyen d'un escalier de cinq marches situé dans un vestibule. Les voiles porteurs périphériques, formant les façades, ainsi que les voiles encadrant la cage d'escalier principale, sont constitués de pierre jaune, probablement de pierre de Jaumont. Le mur de refend principal, situé au nord du couloir central, est constitué, du rez-de-chaussée au R+2, de brique rouge vraisemblablement pleine. Les niveaux courants présentent des cloisons lourdes, en blocs de ciment ou similaire, qui forment également le mur de refend secondaire, situé au sud du couloir central. L'ensemble des voiles sondés au sous-sol, formant les assises des voiles des étages supérieurs, étaient en pierre jaune à l'exception d'un voile, constitué de blocs de ciment.

Les planchers haut du sous-sol, du RDC et du R+1 sondés étaient des dalles en béton armé de ronds lisses faiblement enrobés. **Sur ce point, il convient de noter que le béton armé était, à l'époque de la construction de l'ouvrage, attribué comme évoqué ci-dessus à la période 1910, un procédé nouveau, en plein développement. On note en effet, parmi les premiers emplois, les fondations sur pieux de la gare et du château d'eau de la gare de Metz, réalisés en 1908 selon un procédé inventé durant la dernière décennie du XIX^{ème} siècle par le français Hennebique. À ce titre, il apparaît que les planchers en béton armé de l'immeuble sis au 4 rue François de Guise appartiennent aux premiers ouvrages de béton armé réalisés dans cette partie de l'Empire allemand ; la technique ayant été inventée en France et s'étant exportée par la suite. Il convient par ailleurs de noter que certains des procédés devant permettre de favoriser l'homogénéité et la durabilité des bétons, notamment la vibration lors de la mise en œuvre, n'ont été inventés qu'à partir des années 1920. De ce fait, il est envisageable de qualifier de « primitifs » les bétons sondés dans les planchers hauts du sous-sol, du rez-de-chaussée et du R+1 de l'immeuble. Cet état de fait sera considéré dans l'ensemble du rapport qui suit.**

L'essai de caractérisation de l'essence d'un échantillon prélevé sur la charpente de l'ouvrage étudié a permis de montrer que cette dernière est faite de sapin. La couverture d'ardoise est posée sur un liteauage et un écran de sous-toiture, eux-mêmes fixés sur un voligeage. L'ensemble de ce complexe est repris par des chevrons faiblement espacés posés sur une panne faîtière, une panne intermédiaire située au niveau du plancher bas du comble et, vraisemblablement, une panne sablière située au sommet des voiles périphériques. La panne faîtière est reprise par un poinçon central, en appui direct et au moyen de jambes de force. La panne courante, située au niveau du plancher bas des combles, est également reprise par un poinçon latéral et des jambes de force. Ce poinçon latéral prend, *de facto*, l'aspect d'un poteau visible au R+2, renforcé de deux jambes de forces perpendiculaires à la file des pannes. Le poinçon latéral les jambes de force qui le renforcent sont liés d'un blochet moisé qui file jusqu'au sommet du piédroit et s'assemble sur un potelet placé contre le sommet du mur en pierre. Il est vraisemblable que la panne sablière soit assemblée en tête de ce potelet, aux extrémités du blochet moisé. Certains chevrons sont également assemblés sur le poinçon central au moyen d'un faux entrain tandis qu'un entrain retroussé est assemblé en pied dudit poinçon et est repris par les murs de refend situés de part et d'autre du couloir central. La structure en bois du plancher bas des combles est partiellement appuyée sur cet entrain retroussé, sur les pannes courantes ainsi que sur les murs de refend susmentionnés.

Les sous-faces des planchers hauts du sous-sol sont crépies ou enduites. Les sous-faces des planchers hauts des étages courants, y compris au R+2, présentent un plénum de hauteur variable (entre 30cm et 50cm environ) fermé par des dalles de plâtre carrées. Les voiles observés au sous-sol sont crépis ou enduits. Les voiles des étages courants sont doublés de plaques de plâtre.

Le plancher bas du sous-sol semble formé d'un dallage en briques rouges pleines. Il a été sondé deux types de complexes de revêtement des planchers bas :

- Un parquet de bois massif de 20mm d'épaisseur environ, posé sur des lambourdes en bois massif hautes de 50mm environ et larges de 80mm environ. Un remplissage de graviers et de sables grossiers a été vu entre les lambourdes. L'ensemble est posé à même la dalle de béton armé ;
- Un linoléum de 2mm environ, posé sur une chape de béton de 70mm environ. Cette chape et le linoléum sont attribuables, en première approche, à la rénovation de l'immeuble datée de 2002 ;

L'ensemble des éléments de structure sondés sont présentés, en détails, dans la suite du présent rapport.



Figure 5 : L'immeuble, sis au 4 rue François de Guise, depuis la rue. Façade septentrionale.



Figure 6 : L'immeuble, depuis la cour. Façades orientales et méridionales.



Figure 7 : Intérieur de la chaufferie, sous-sol.



Figure 8 : Intérieur du sous-sol, local de l'angle nord-ouest.



Figure 9 : Ancienne salle de réunion, au rez-de-chaussée, local de l'angle sud-est.



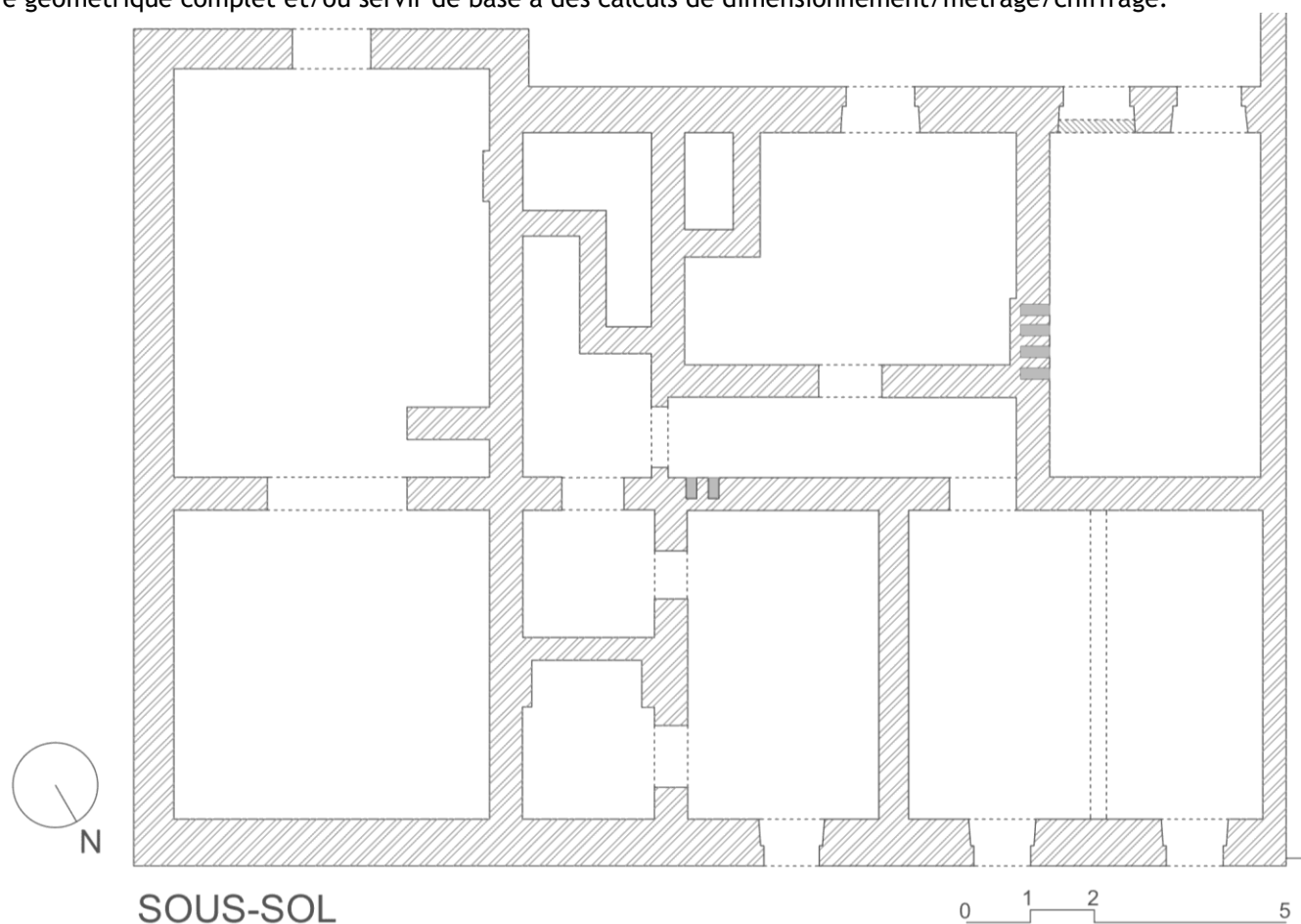
Figure 10 : Poinçon latéral, jambes de force et blochet au R+2, local de l'angle sud-ouest.

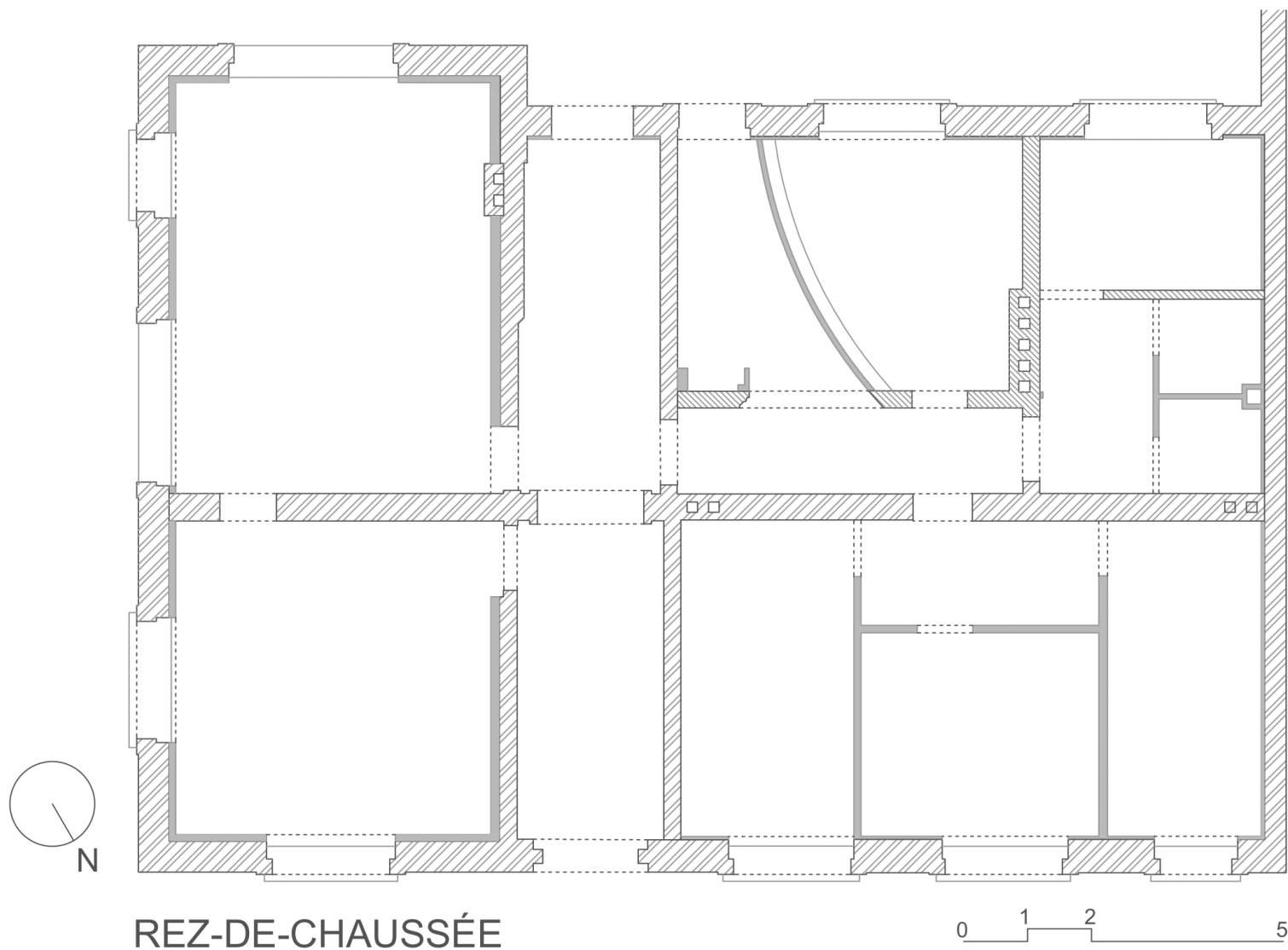


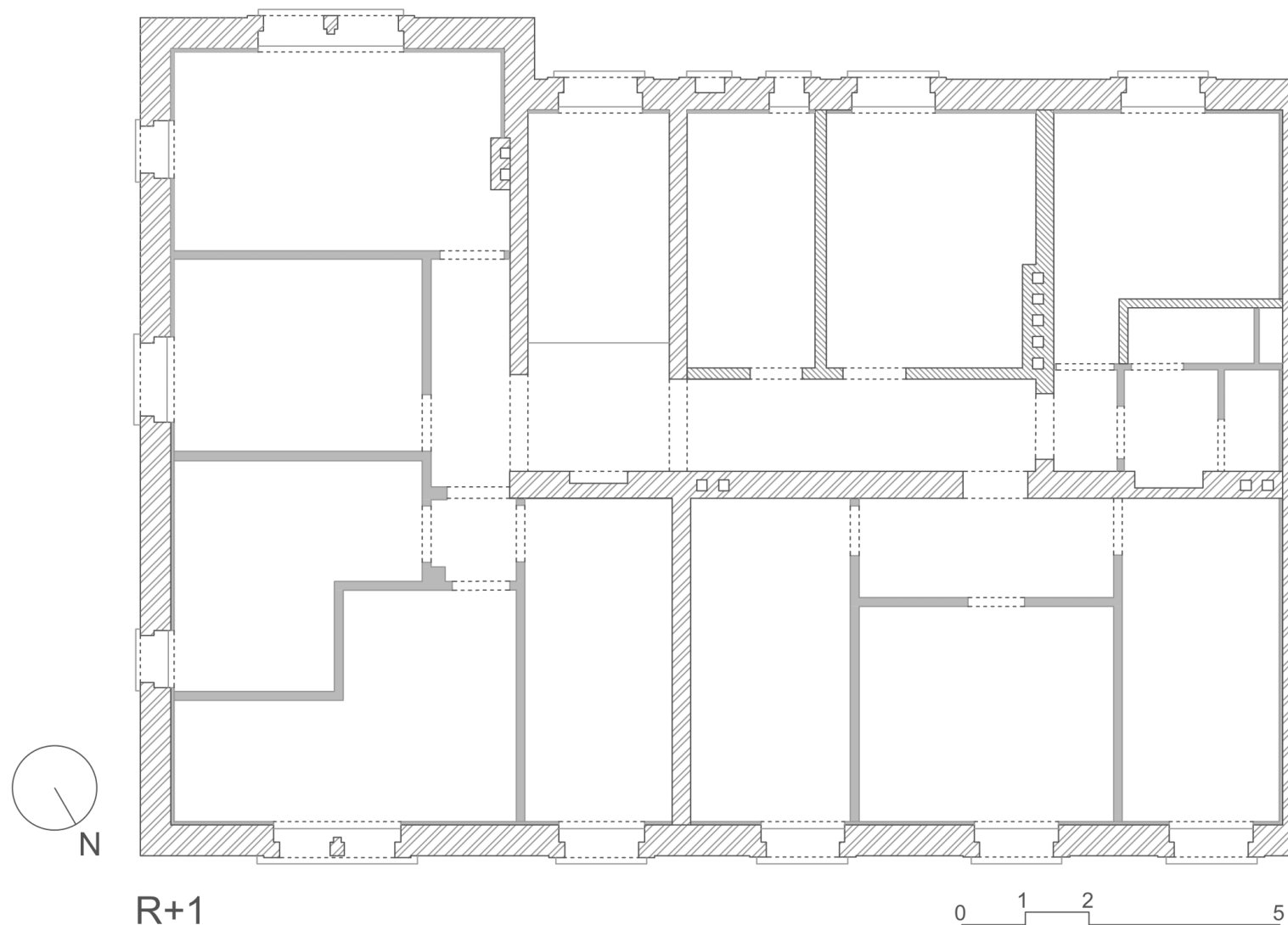
Figure 11 : Au premier plan : panne faîtière et jambe de force sur le poinçon central. De part et d'autre, les chevrons faiblement espacés, repris sur le poinçon central par un faux entrait moisé pour le chevron aligné.

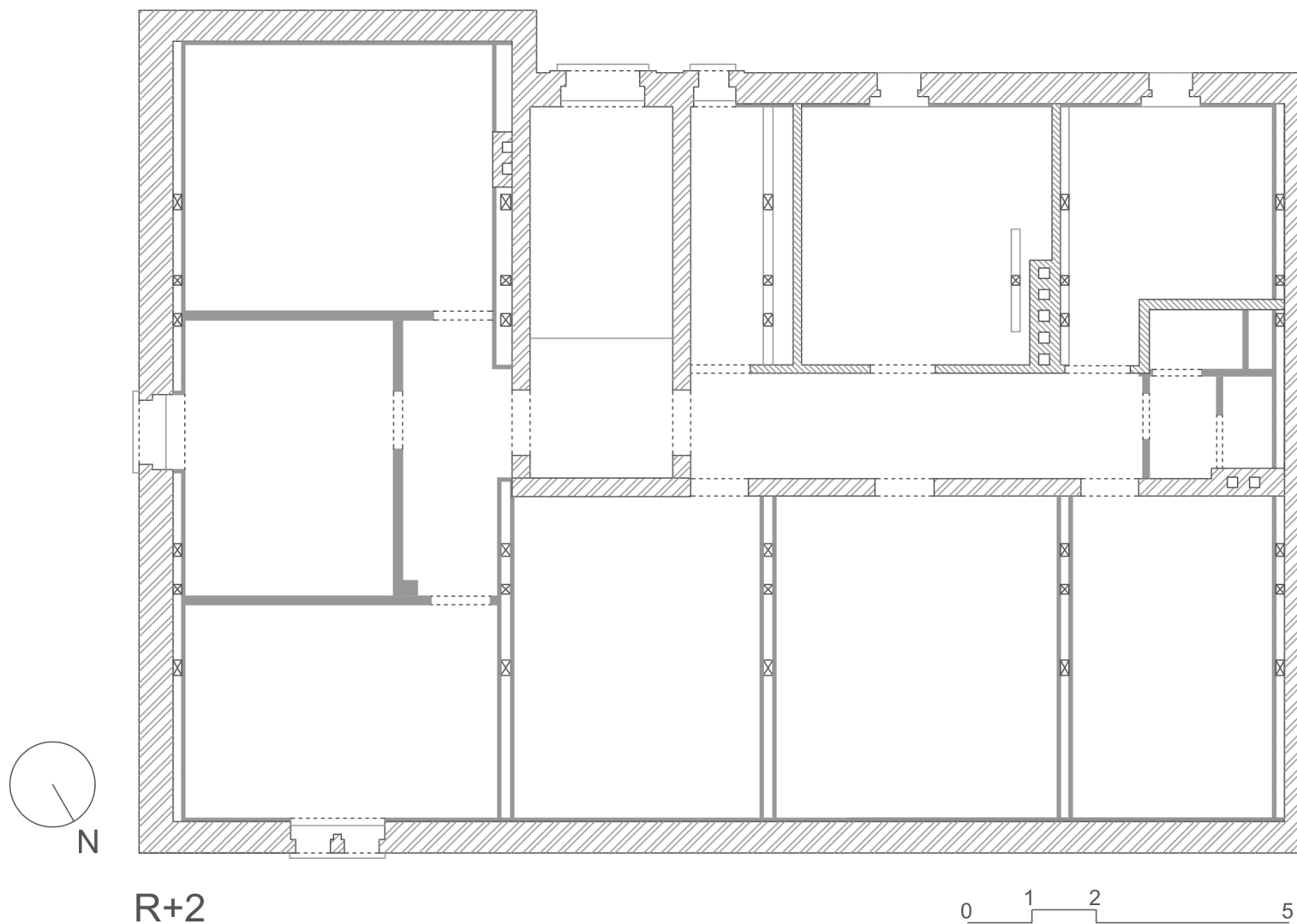
3.4 Géométrie

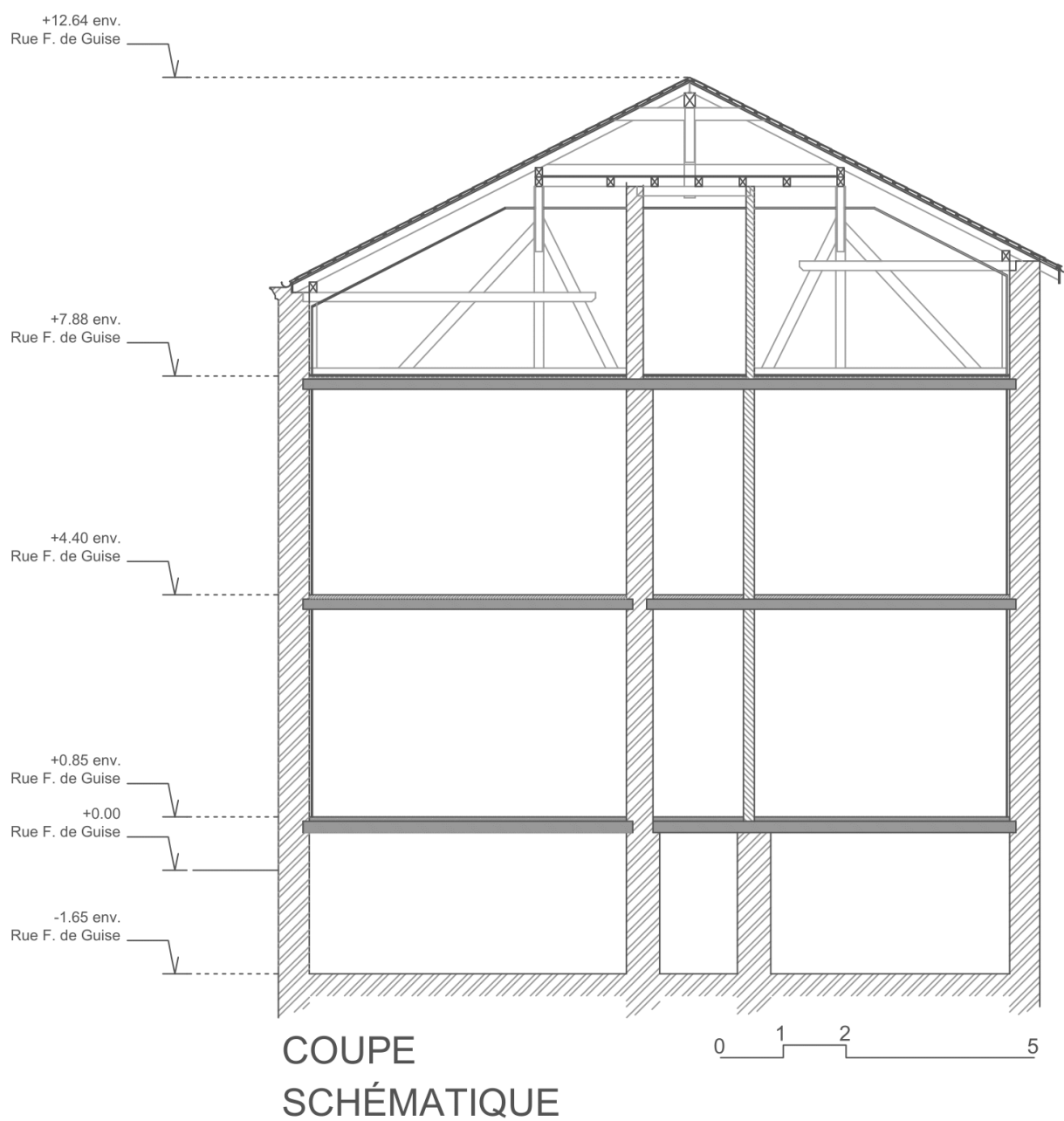
Des plans, une coupe et une vue axonométrique, figurant les principaux éléments d'ouvrage, sont donnés ci-après. Ces documents sont tracés sur la base des plans communiqués par le maître d'ouvrage complétés de relevés réalisés *in situ* et, pour partie, d'hypothèses lorsque certaines données géométriques n'ont pu être obtenues. Les plans ainsi tracés servent, dans la présente étude, à la modélisation des éléments d'ouvrage recalculés. Ils ne sauraient se substituer à un relevé géométrique complet et/ou servir de base à des calculs de dimensionnement/métrage/chiffrage.

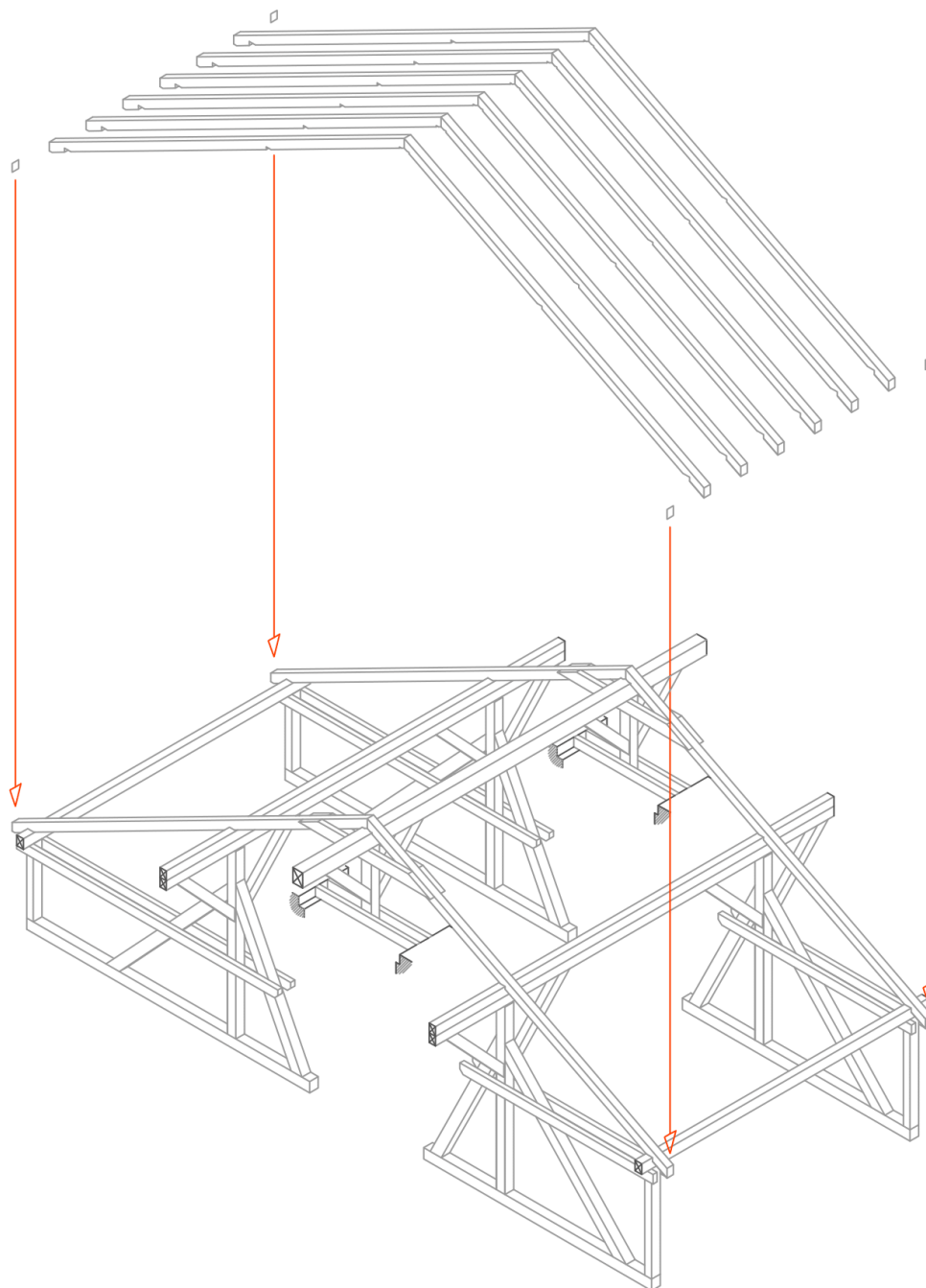












VUE AXONOMÉTRIQUE
TRAME COURANTE DE CHARPENTE

4. RECONNAISSANCES STRUCTURELLES

4.1 INSPECTIONS VISUELLES - DÉSORDRES OBSERVÉS

Il a été réalisé une inspection visuelle de l'ouvrage et des éléments d'ouvrages accessibles/visibles durant l'intervention *in situ*. **Au cours de cette inspection, il n'est apparu qu'une typologie de désordres structurels, à savoir la présence de fissures du béton, en faible nombre, dont il sera montré ci-après qu'elles résultent des modalités de mise en œuvre des planchers en béton armé lors de la construction de l'ouvrage.**

D'autres désordres secondaires sont présentés ci-après, bien que leur impact sur la structure était mesuré au moment du diagnostic.

Il apparait, dans l'ensemble, que les autres éléments de structure observés - charpente et voiles lorsque visibles - étaient, de façon générale, en bon état apparent. Ils appartiennent, à ce titre, à la classe 1 (« *Partie d'ouvrage en bon état apparent relevant de l'entretien courant* ») du référentiel IQOA.

Un inventaire des désordres concernés, précisant leur localisation assortie de photographies ainsi que d'une proposition succincte d'explication de leur origine est donné ci-après.

4.1.1 *Classification des désordres*

Les désordres/pathologies structurels visibles/accessibles et jugés pertinents dans la zone d'étude ont été relevés et classés par ordre de gravité suivant les principes du référentiel IQOA (Imagerie Qualité Ouvrage d'art). Ils sont caractérisés par cinq (5) classes, 1, 2, 2E, 3 et 3U, dont les définitions sont rassemblées ci-dessous :

- Classe 1 : partie d'ouvrage en bon état apparent relevant de l'entretien courant.
- Classe 2 : partie d'ouvrage dont la structure est en bon état apparent, mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts, ou dont la structure présente des défauts mineurs, et qui nécessite un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.
- Classe 2E : partie d'ouvrage dont la structure est en bon état apparent, mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts, ou dont la structure présente des défauts mineurs, et qui nécessite un entretien spécialisé URGENT, pour prévenir le développement rapide de désordres dans la structure et son classement ultérieur en 3.
- Classe 3 : partie d'ouvrage dont la structure est altérée et qui nécessite des travaux de réparation, mais sans caractère d'urgence.
- Classe 3U : partie d'ouvrage dont la structure est gravement altérée, et qui nécessite des travaux de réparation URGENTS liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage ou à la rapidité d'évolution des désordres pouvant y conduire à brève échéance.

Les travaux d'entretien spécialisé des classes 2 et 2E portent :

- Sur les équipements et les éléments de protection de la structure (peinture, étanchéité).
- Et sur les altérations très localisées et superficielles de la structure dues à son vieillissement (défauts mineurs).

Ce classement des désordres, renforcé par l'expertise et l'expérience des intervenants, sert à établir un avis relatif à l'état général de l'ensemble de la structure (sécurité du personnel, tenue dans le temps...).

L'état de corrosion des éléments métalliques (poteaux, poutres, aciers...) est quant à lui caractérisé et classé par indice de gravité tel que :

Indice	Correspondance
I0	Métal gris. Dégradation nulle, armature intacte
I1	Métal teinté légèrement (rouille). Oxydation superficielle. Pas de formation d'oxyde épais.
I2	Métal rouillé. Présence d'oxyde de fer épais. Perte d'épaisseur peu appréciable du métal.
I3	Métal rouillé. Présence d'oxydes non adhérents et foisonnants. Perte d'épaisseur appréciable du métal.

4.1.2 Description et localisation des désordres observés

4.1.2.1 Sous-face des planchers hauts - Fissures longitudinales

Localisation : ensemble des planchers hauts du RDC et R+1 - en particulier dans les pièces humides (cuisines et sanitaires).



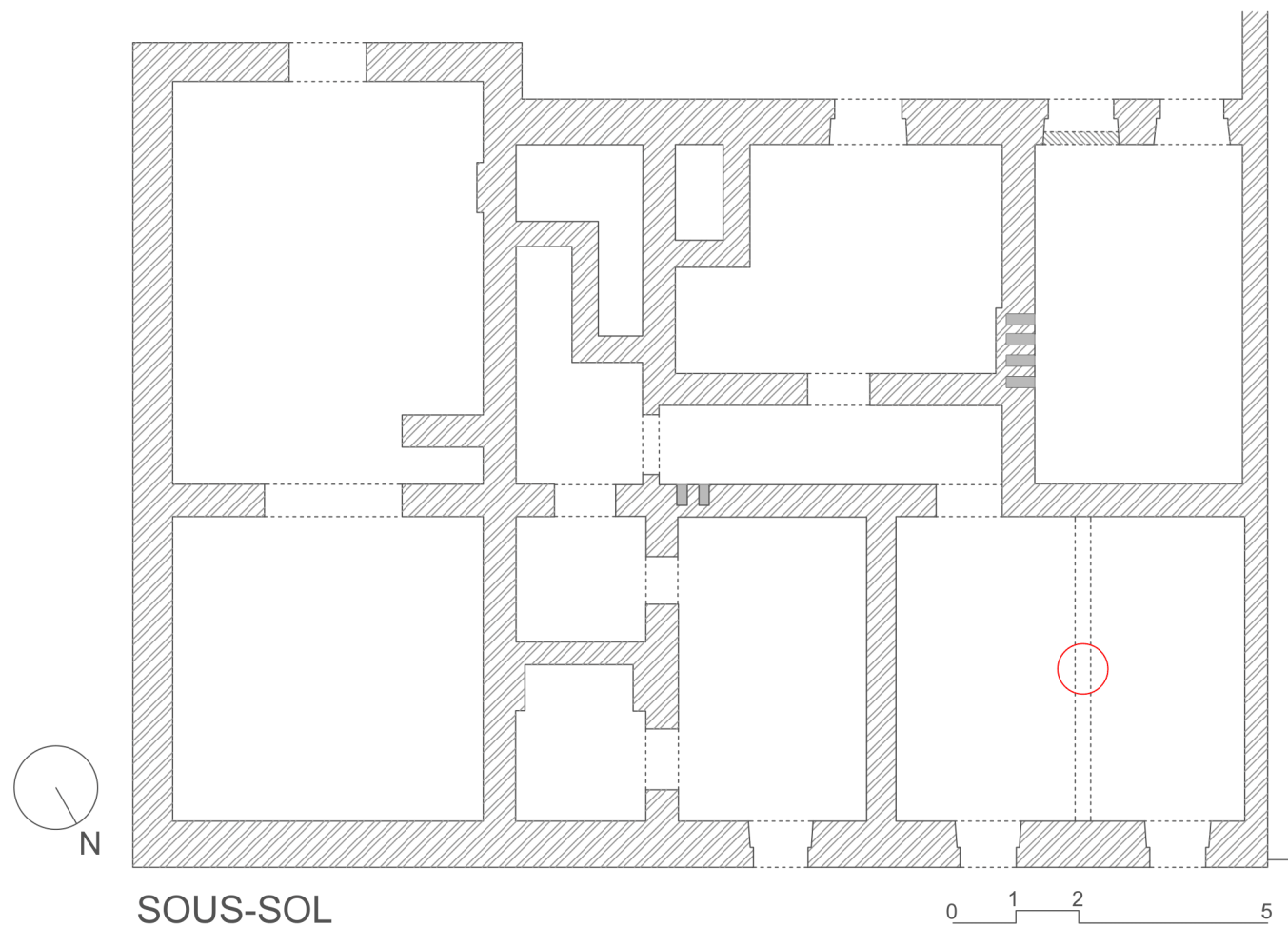
Les sous-faces des planchers hauts du RDC et R+1 présentent, en particulier dans les pièces humides (cuisines et sanitaires), des fissures longitudinales. Ces fissures se situent au droit d'armatures. Considérant l'époque de construction de l'ouvrage et, sous ce rapport, la maîtrise limitée des procédés de mise en œuvre du béton armé qui permettent, aujourd'hui, d'en garantir la durabilité, il apparaît que certains aciers ont été mal calés/positionnés durant la mise en œuvre. Il en résulte un enrobage de ces aciers faible voire très faible. Il a également été vu, dans les sondages destructifs, un béton qualitativement poreux en partie basse, vraisemblablement en raison de l'absence de vibration lors de la mise en œuvre qui a favorisé la migration des plus gros éléments de la matrice granulaire vers l'intrados.

Dans ce cadre et afin de favoriser la durabilité des planchers concernés, il est recommandé de conserver la couche d'enduit épaisse vue en sous-face des planchers concernés et d'introduire, au moyen d'un encoffrement en plaques de plâtre par exemple, une interface qui réduira le contact du béton à son environnement.

Classe de désordre au sens du référentiel IQOA : 2

Les sous-faces des planchers concernés sont en bon état apparent mais ils présentent des défauts mineurs qui nécessitent un entretien spécialisé (maintient de l'enduit à minima) sans caractère d'urgence.

4.1.2.2 Poutre - Décrochage d'une couche de ragréage en sous-face.





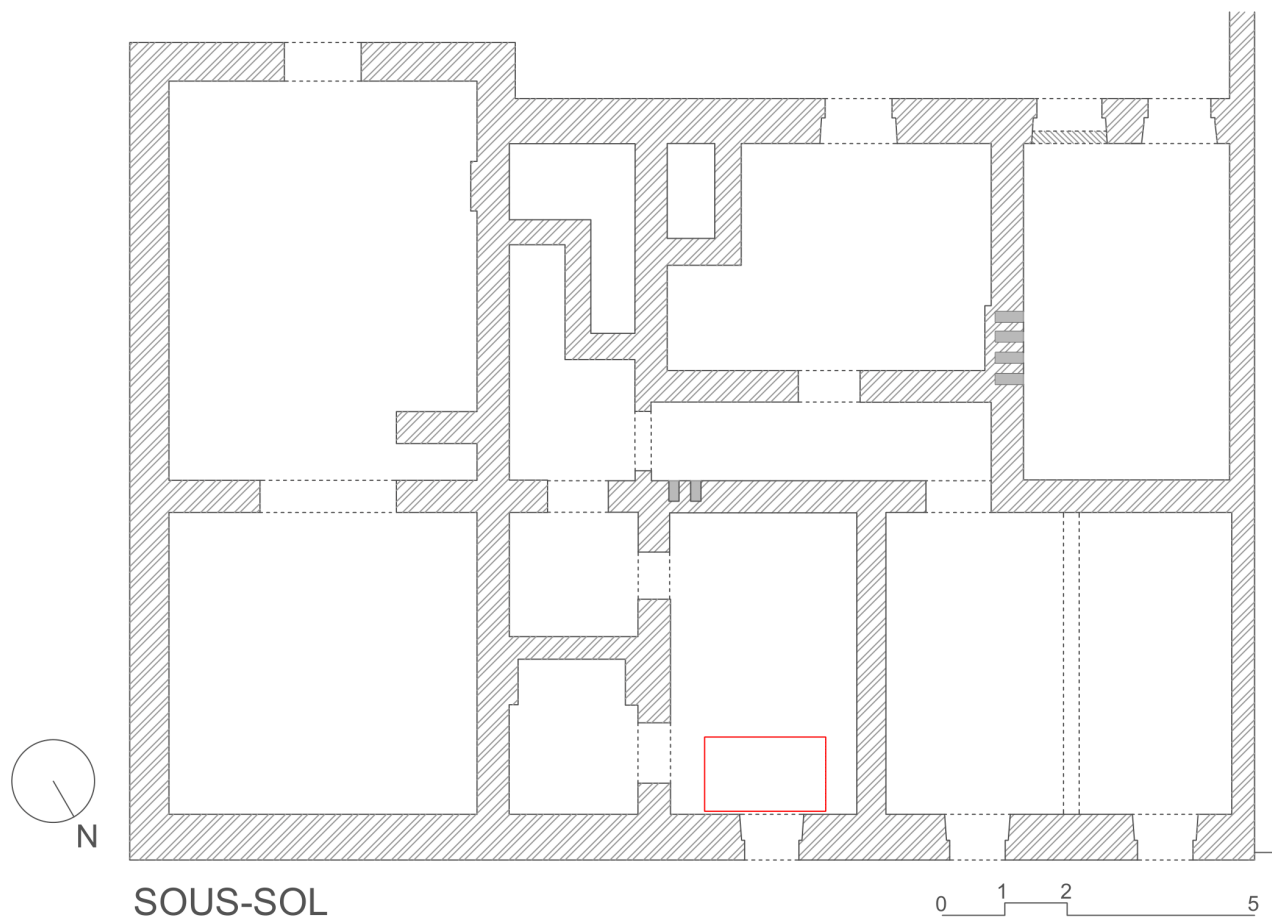
La poutre traversant le local nord-ouest du sol présente une couche de ragréage rapportée à l'intrados qui se décroche. Cette couche a vraisemblablement été mise en œuvre afin de permettre la fixation de l'éclairage. Il existe un risque de décrochage de cette couche de ragréage à court terme, bien qu'il ne semble pas que cette chute puisse engager des conséquences structurelles.

Dans ce cadre, il est recommandé de déposer l'équipement d'éclairage et de reprendre le ragréage/enduit/crépi à l'intrados de la poutre concernée.

Classe de désordre au sens du référentiel IQOA : 2E

La poutre, en tant qu'élément de structure, est en bon état apparent mais le ragréage rapporté sur son intrados présente un défaut qui nécessite un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.

4.1.2.3 Dallage et mur périphérique - Remontées humides





Il a été observé, dans un local au nord du sous-sol, au droit du mur périphérique sur rue, des auréoles d'humidité à proximité immédiate des bouches et réseaux d'adduction d'eau. Ces désordres techniques n'engagent pas de conséquences structurelles à court terme mais il est recommandé de remédier aux sources des remontées humides observées. Il est rappelé que la présence d'eau est un facteur de désordres pour les éléments de structure tels que le mur ou le dallage.

Classe de désordre au sens du référentiel IQOA : 2

Le mur et le dallage du local concerné sont en bon état apparent mais ils présentent des traces d'humidité qui nécessitent un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.

4.2 RÉSULTATS DES SONDAGES NON-DESTRUCTIFS, DESTRUCTIFS ET DES ESSAIS À LA THYMOLPHTALÉINE

4.2.1 Méthodologie

Dans le cadre de l'intervention *in situ*, il a été réalisé une campagne de sondages non-destructifs au moyen de passages linéaires au RADAR *StructureScan*.

Des sondages destructifs ont été réalisés en sous-face des planchers hauts au sous-sol, rez-de-chaussée et R+1 ainsi que sur les voiles du sous-sol. Des sondages destructifs ont également été réalisés en surface de deux planchers bas, qui présentaient respectivement un parquet en bois massif et du linoléum, afin de déterminer la composition des complexes de plancher.

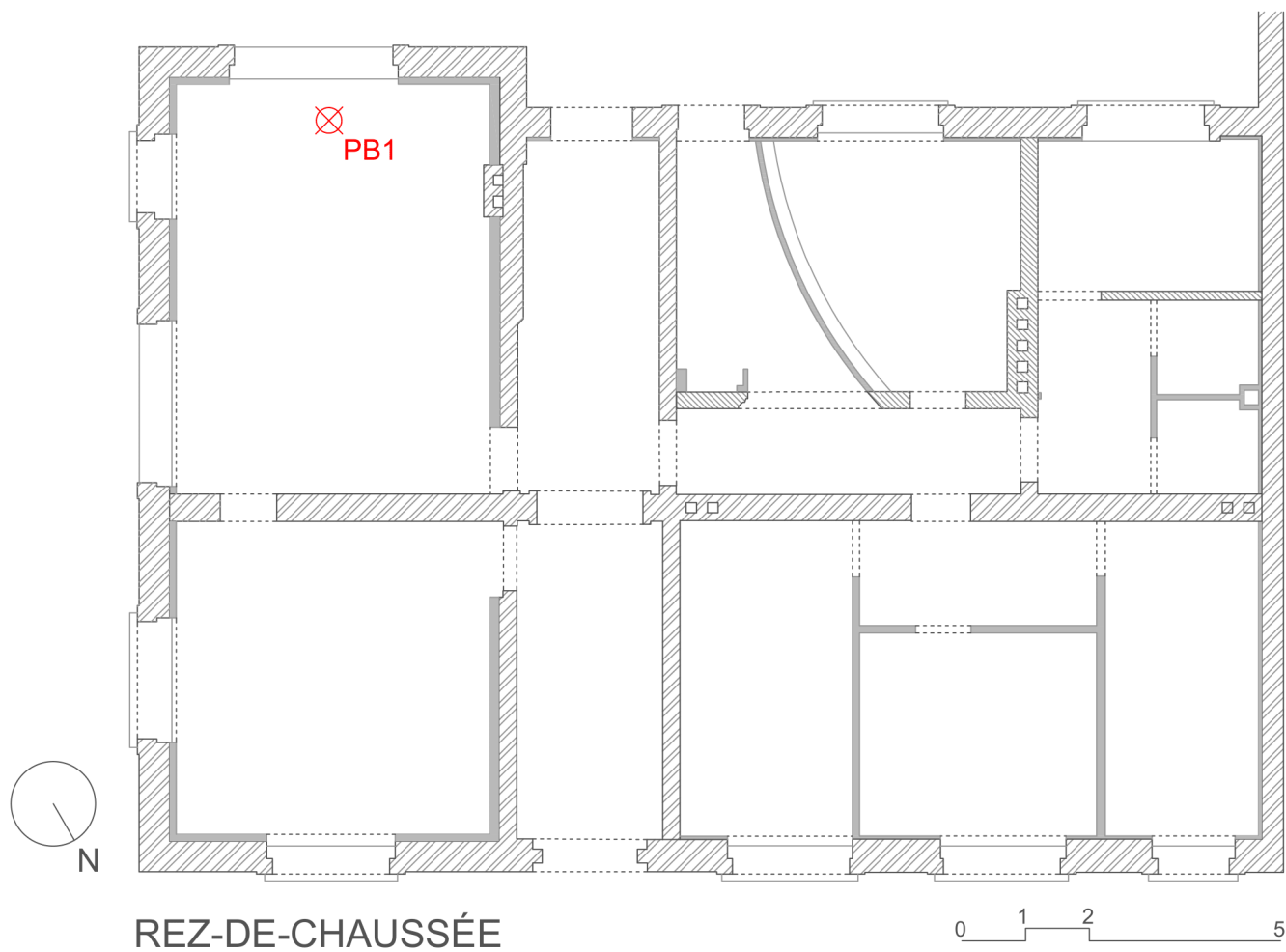
L'objectif des sondages réalisés sur l'ouvrage et présentés ci-après est de mesurer/relever :

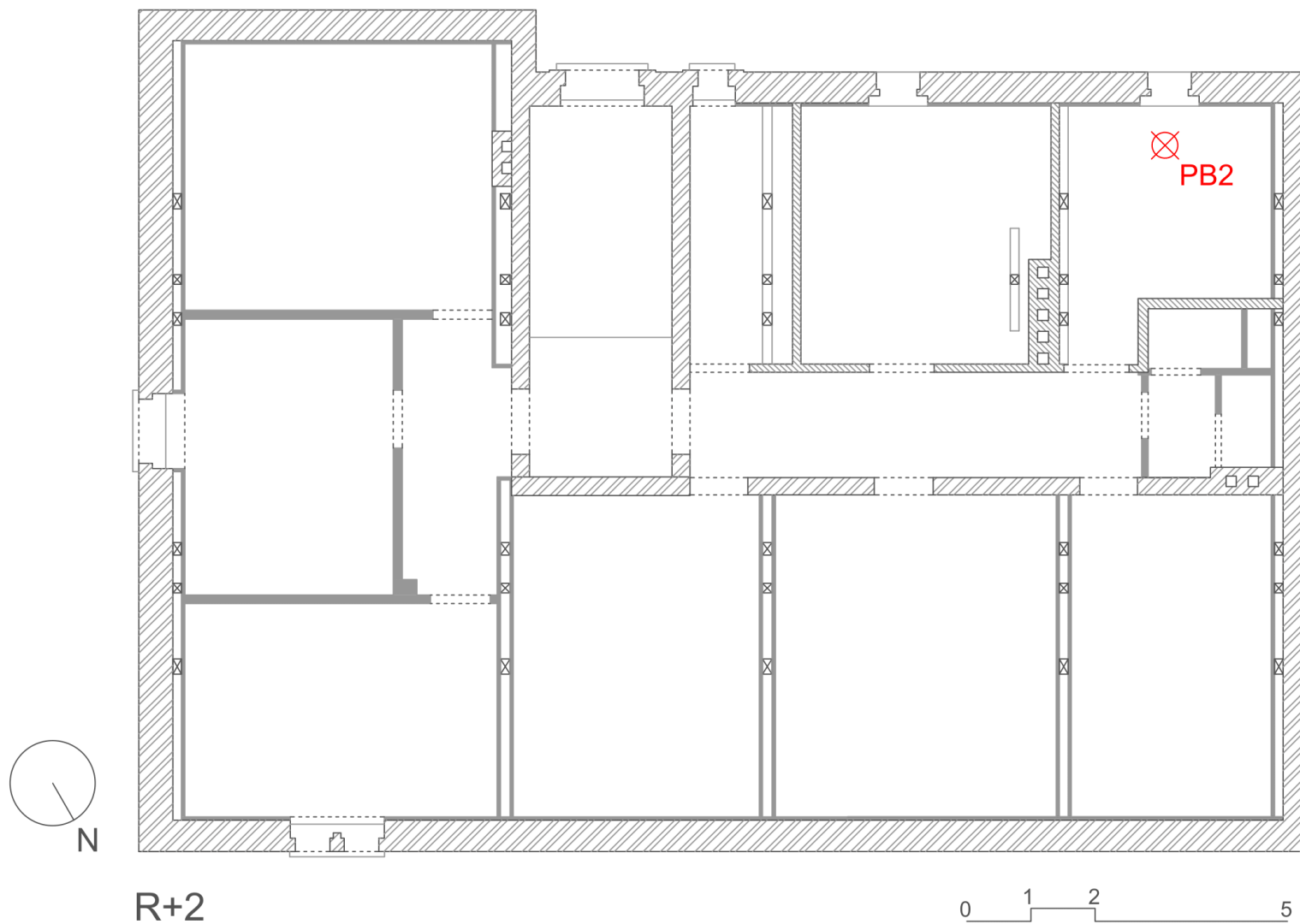
- La présence d'éventuels vides ou d'éventuelles anomalies ;
- L'épaisseur des éléments sondés d'ouvrages et leur composition ;
- Le diamètre des armatures sondées ;
- Le nombre de lits d'armatures (sans risquer de traverser les éléments sensibles, notamment le voile de cuve) ;
- Le type et l'état des aciers rencontrés ;
- L'enrobage des armatures relevées ;
- L'espacement des armatures relevées ;
- Les dimensions et la nature des éléments rencontrés (selon zone) ;
- Le front de carbonatation des éléments sondés suite aux essais à la thymolphtaléine effectués.

Les investigations (visuelles et destructives) réalisées dans le but de la reconnaissance structurelle de la zone concernée sont répertoriées et présentées dans les tableaux ci-après.

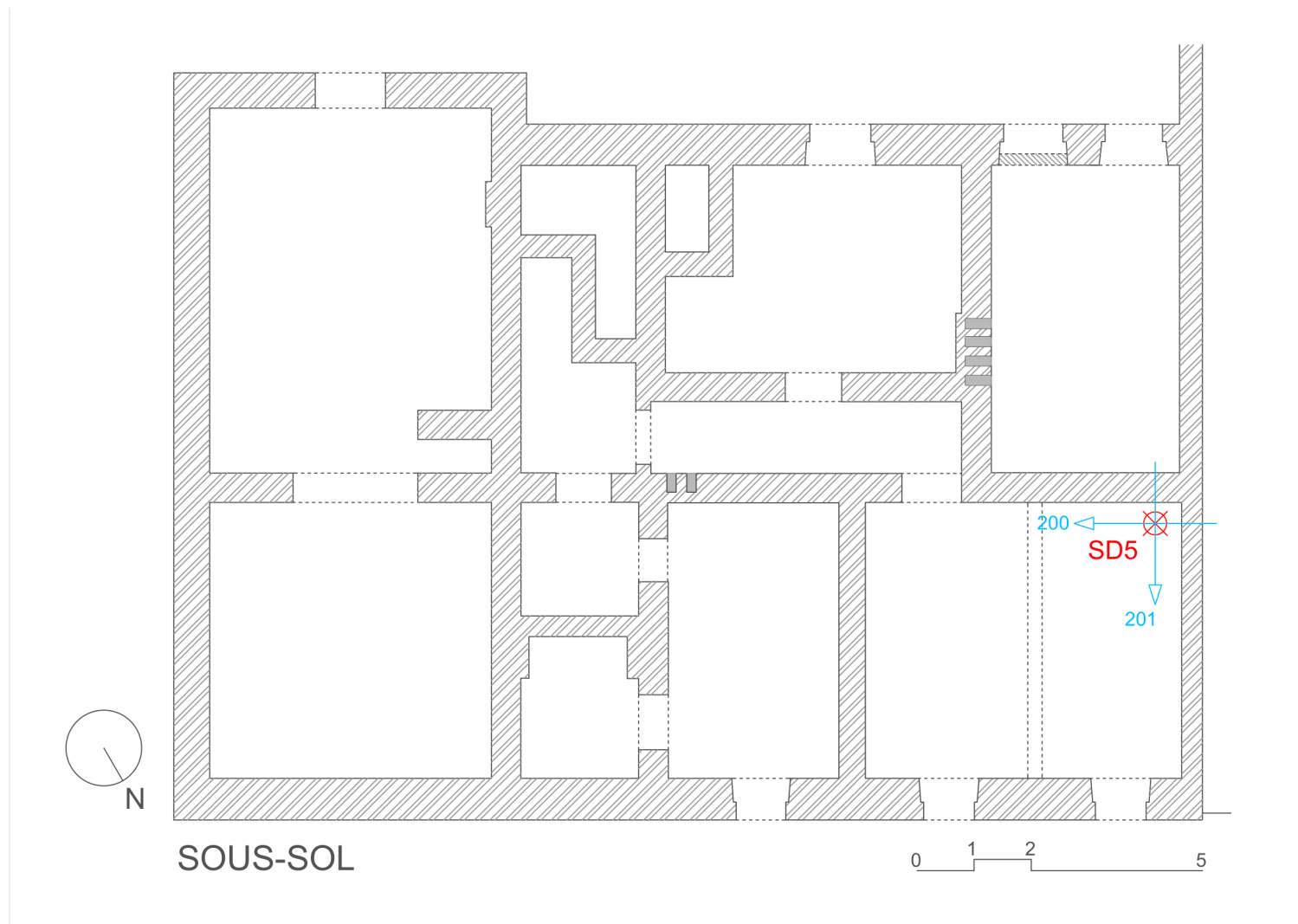
Les radargrammes présentés dans l'ensemble des tableaux suivants constituent des relevés radar brut, c'est-à-dire sans traitement particuliers *a posteriori* (constante diélectrique, migration, bruit de fond, ...).

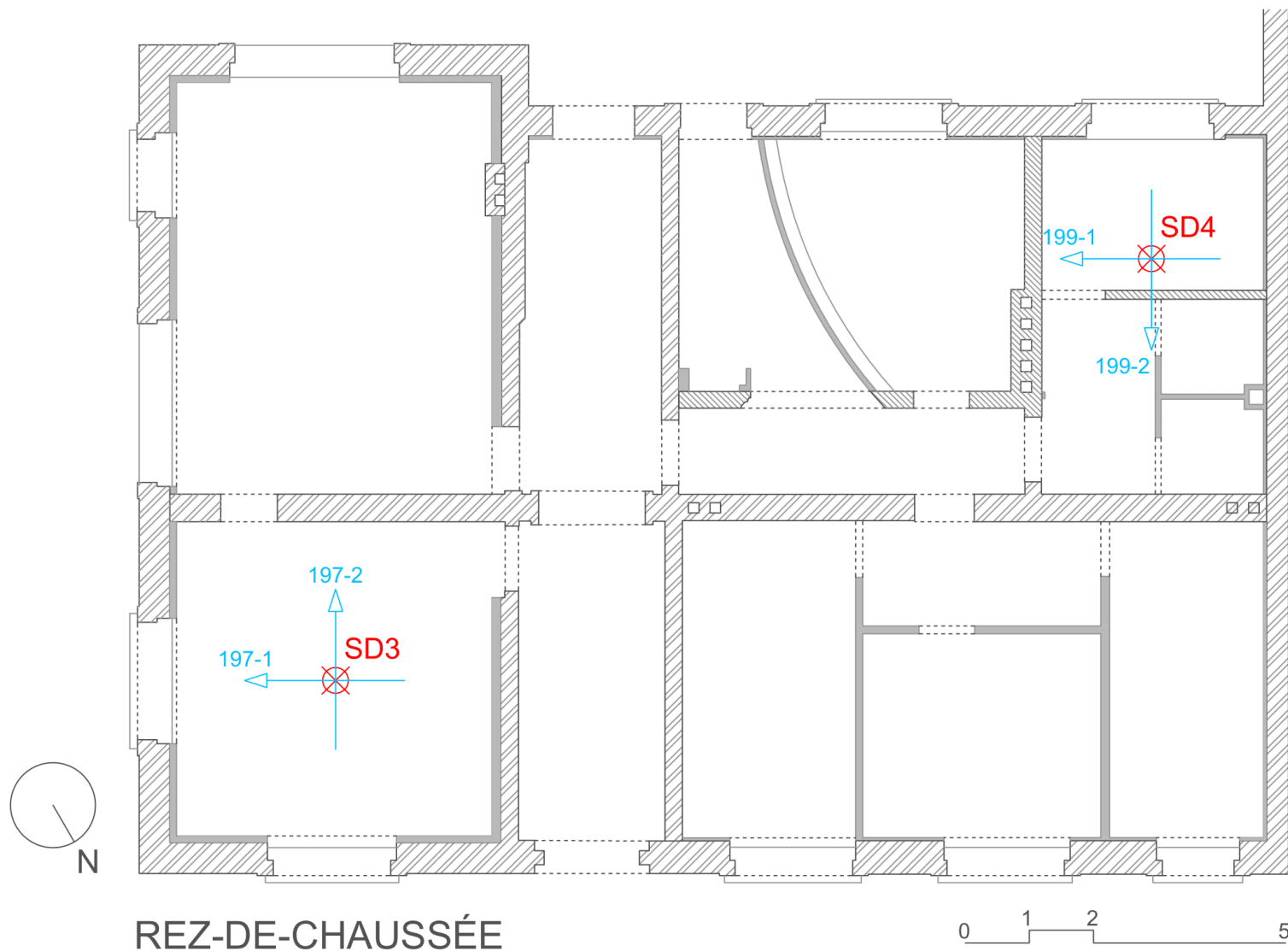
4.2.2 Position des sondages - planchers bas

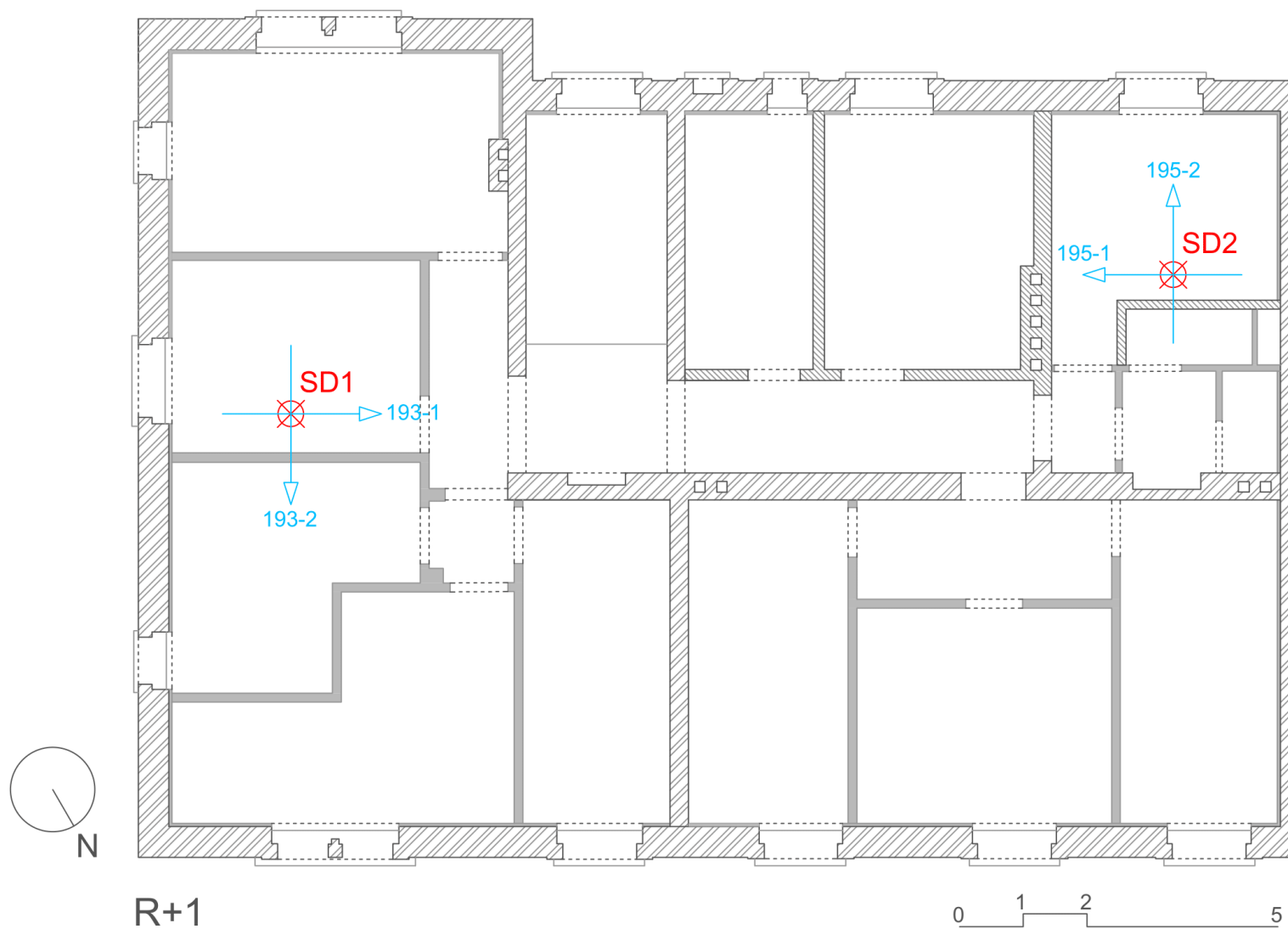




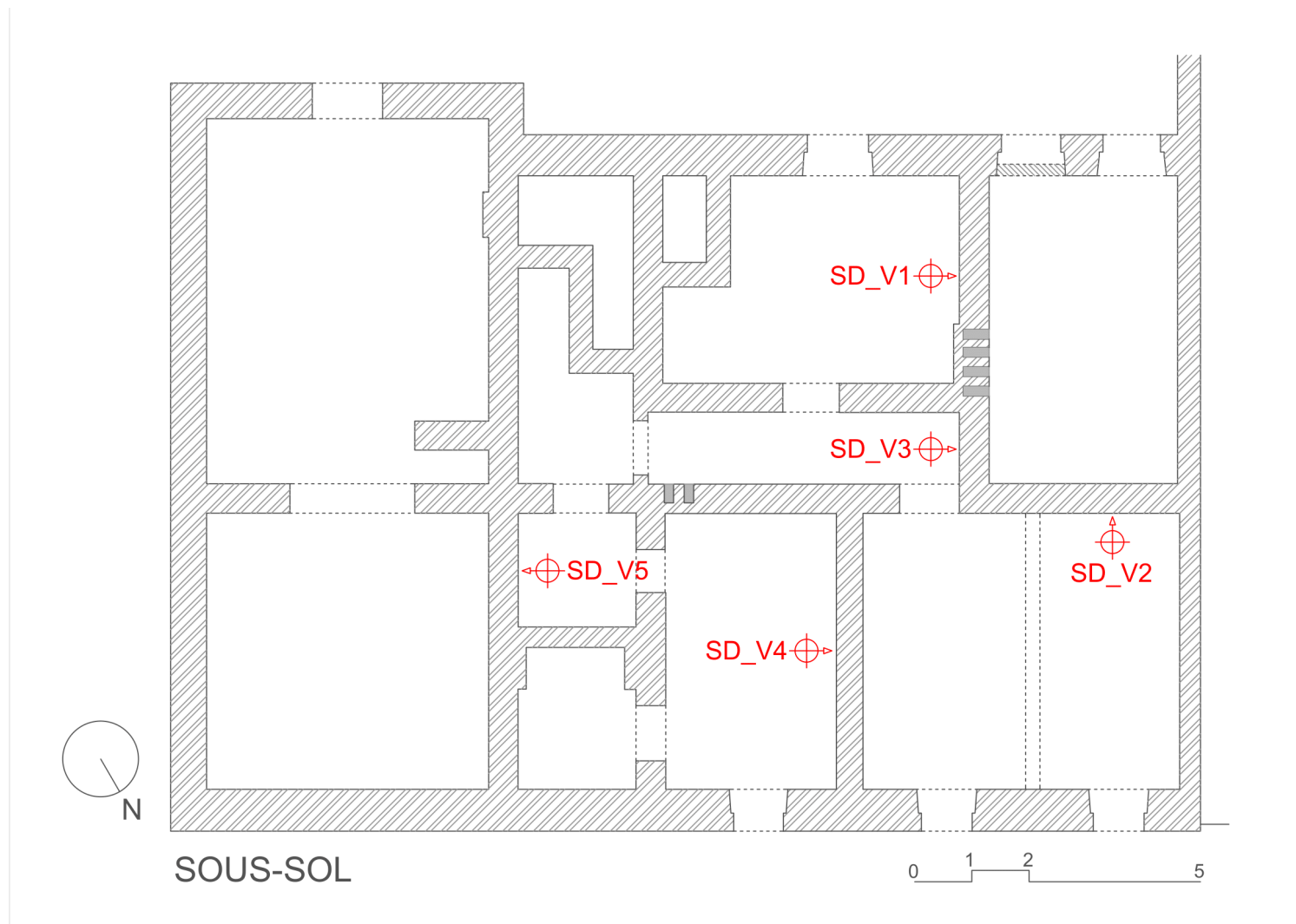
4.2.3 Position des sondages - planchers hauts







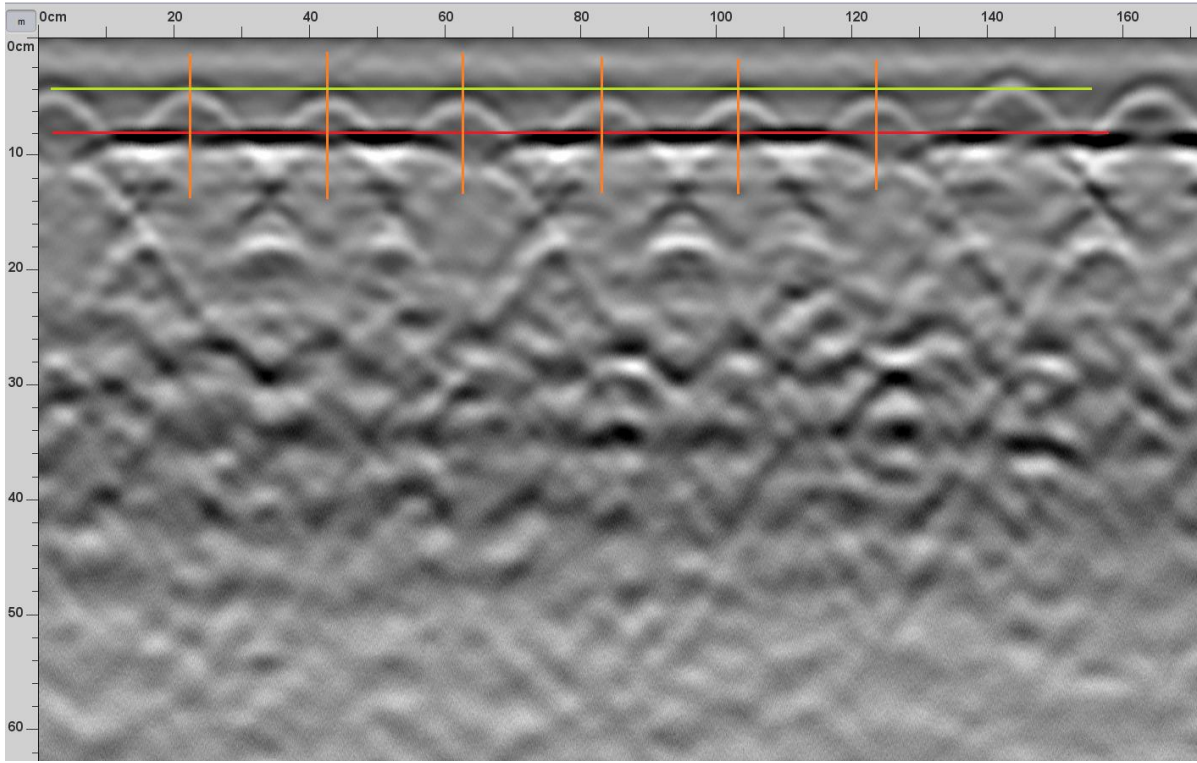
4.2.4 Position des sondages - voiles du sous-sol

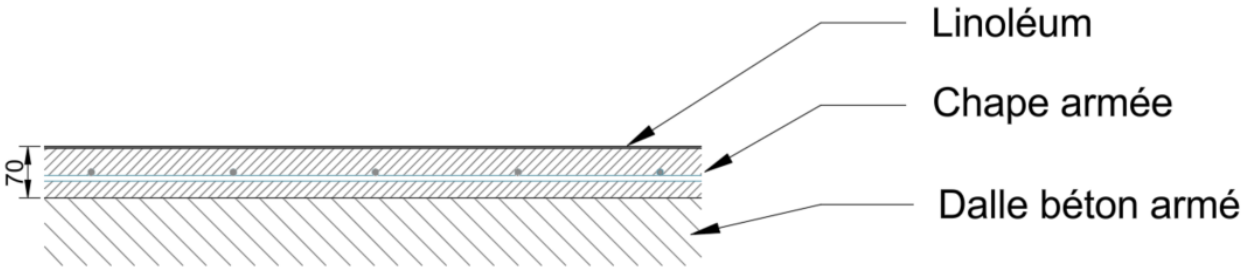


4.2.5 Résultats des sondages et essais - planchers bas - complexes de revêtements

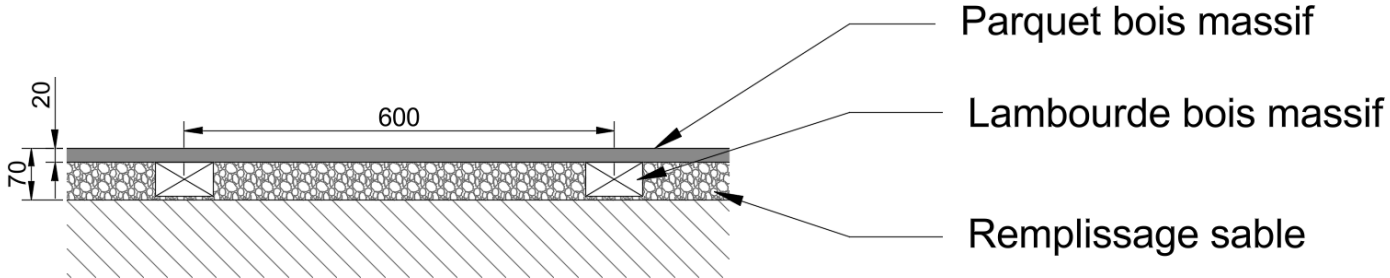
Les sondages réalisés sont présentés ci-après, sous la forme d'une photographie, d'un extrait de radargrammes dans le cas d'une chape ainsi que d'une coupe de synthèse. Les extraits présentés sont des radargrammes bruts, sans traitement du signal *a posteriori*.

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
PB1 Plancher bas du RDC Salle de réunion sud-est		Il a été observé : - Une strate de linoléum de 2mm d'épaisseur environ ; - Une couche de ragréage de 3mm d'épaisseur environ ; - Une chape de béton de 70mm d'épaisseur environ ;

	Radargramme 192	Commentaire/Descriptif
PB1 Plancher bas du RDC Salle de réunion sud-est		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 40mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 200 \text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que ces aciers soient présents en partie médiane de la section de chape armée. C La chape semble présenter une épaisseur de 0,08m environ (droite rouge). Il semble que des aciers soient présents en partie haute de la dalle armée, sous la chape sondée. Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

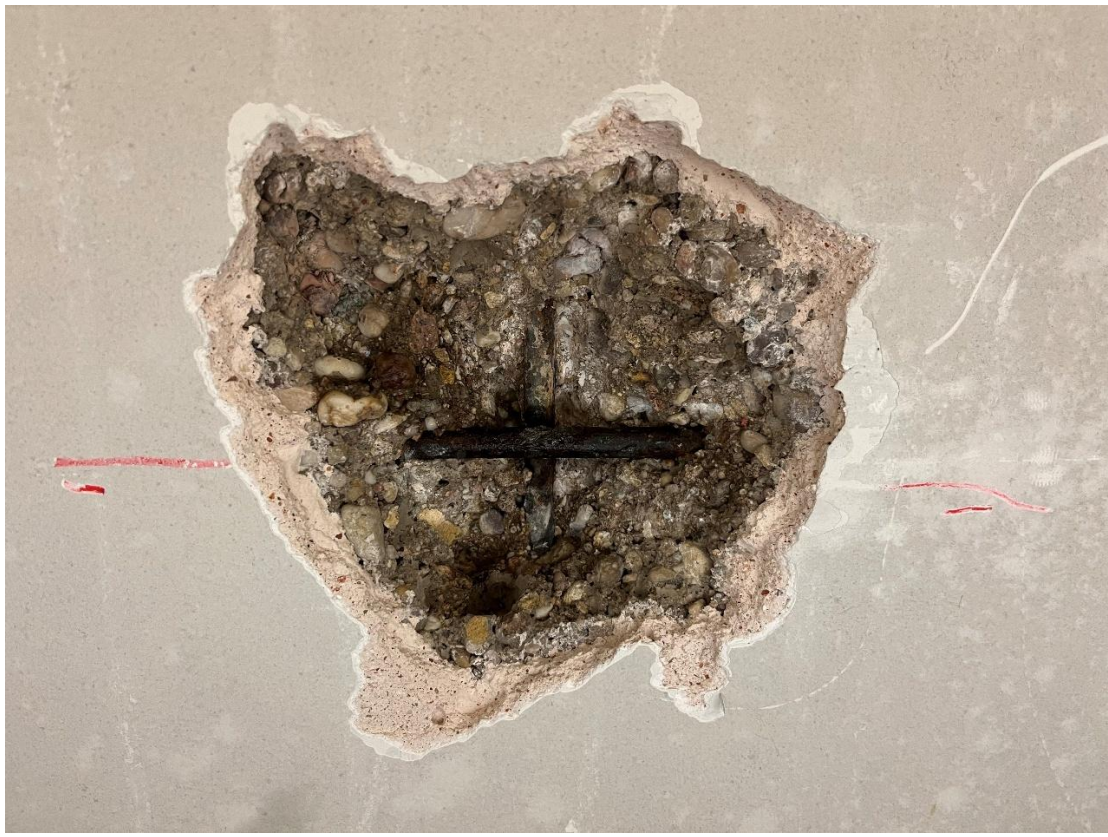
	Coupe de synthèse - côtes en [mm]
PB1 Plancher bas du RDC Salle de réunion sud-est	 Linoléum Chape armée Dalle béton armé 70

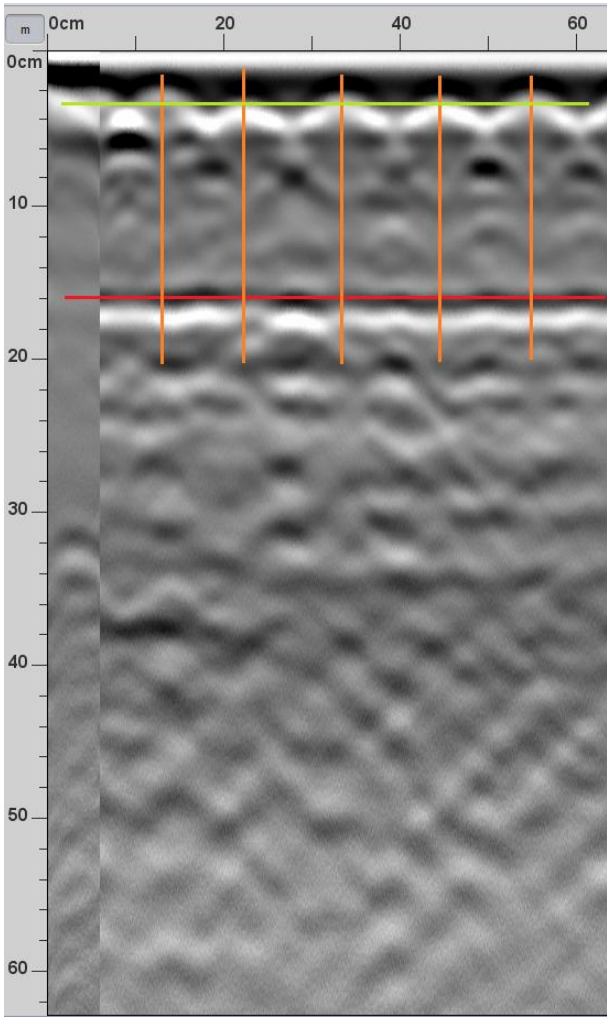
N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
PB2 Plancher bas du R+2 Bureau de l'angle sud- ouest		Il a été observé : - Un parquet massif de 20mm d'épaisseur environ ; - Des lambourdes, de 50mm de hauteur environ, pour 80mm de large et 600mm d'entraxe ; - Un horizon de remplissage en sable et gravier, entre les lambourdes, de 50mm d'épaisseur environ ;

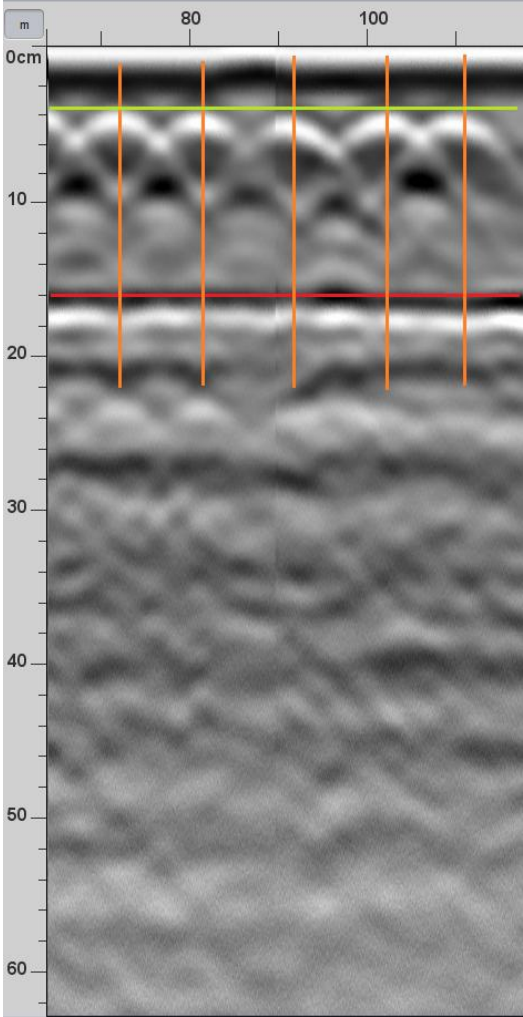
	Coupe de synthèse - côtes en [mm]
PB2 Plancher bas du R+2 Bureau de l'angle sud- ouest	 Parquet bois massif Lambourde bois massif Remplissage sable

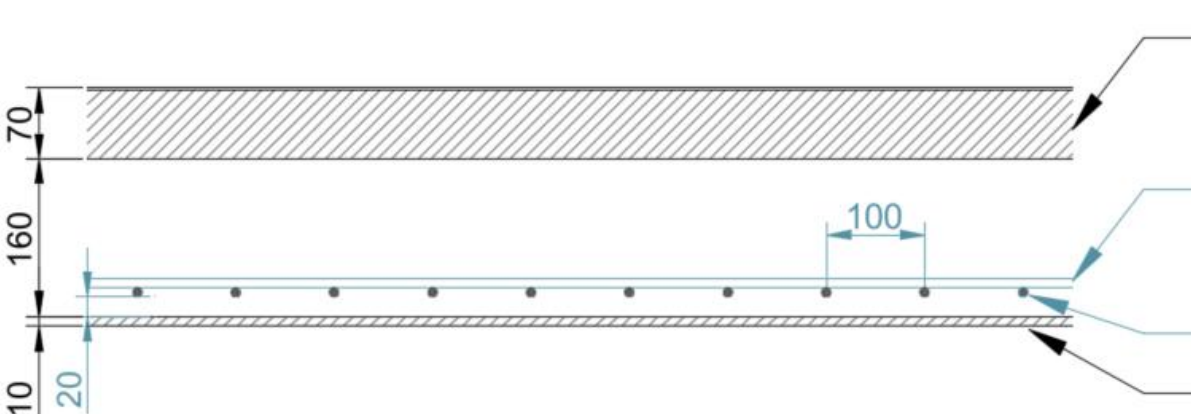
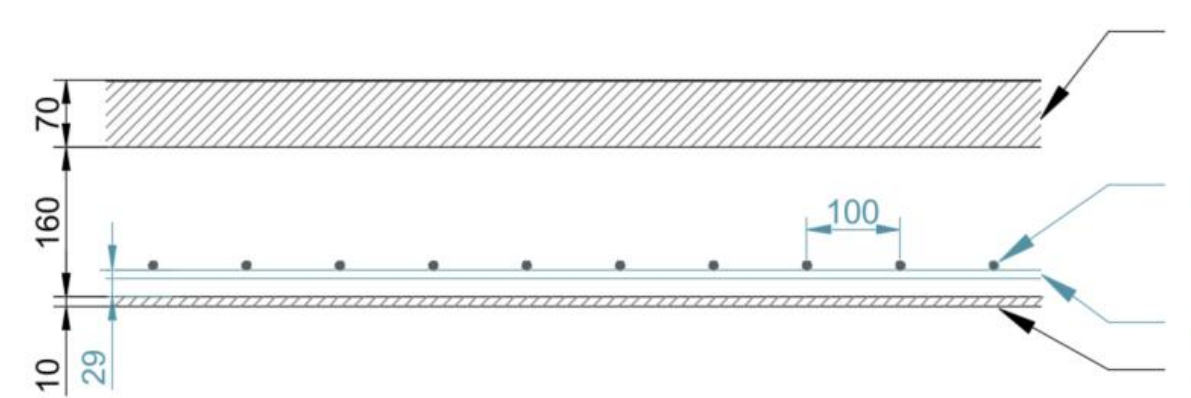
4.2.6 Résultats des sondages et essais - planchers hauts du sous-sol, RDC et R+1

Les sondages réalisés sont présentés ci-après, sous la forme d'une photographie, d'un extrait des radargrammes dans les deux directions ainsi que d'une coupe de synthèse dans les deux directions. Les extraits présentés sont des radargrammes bruts, sans traitement du signal *a posteriori*.

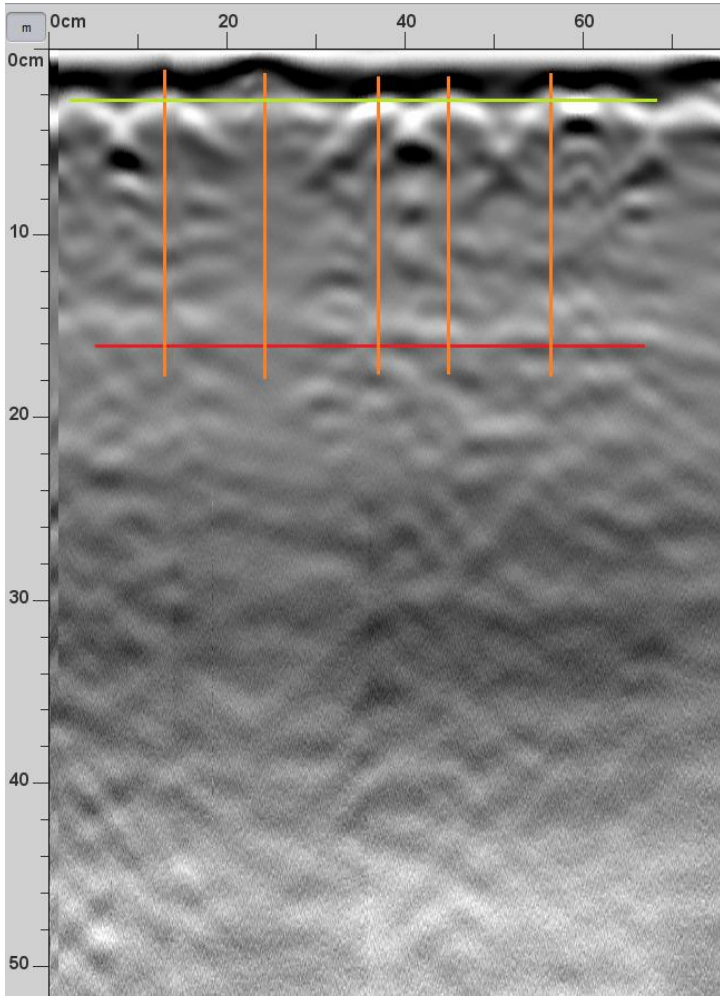
N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
1 Plancher haut du R+1 Bureau Est		Il a été observé : - Une peinture grise d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit blanc d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10\text{mm}$ env. ; - Un béton gris de gros graviers ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\phi = 9\text{ mm}$ à la profondeur $c = 20\text{ mm}$ environ (dans le béton) ; Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\phi = 9\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 29\text{mm}$ environ L'essai à la thymolphthaléine a montré que la profondeur du front de carbonatation p est au moins égale à la profondeur du sondage. Considérant que $p \geq c'$ ici, les aciers étaient dans un environnement de corrosion actif au moment du diagnostic. Indice de corrosion des aciers relevés : I1
	Radargramme « est-ouest » 193-1	Commentaire/Descriptif

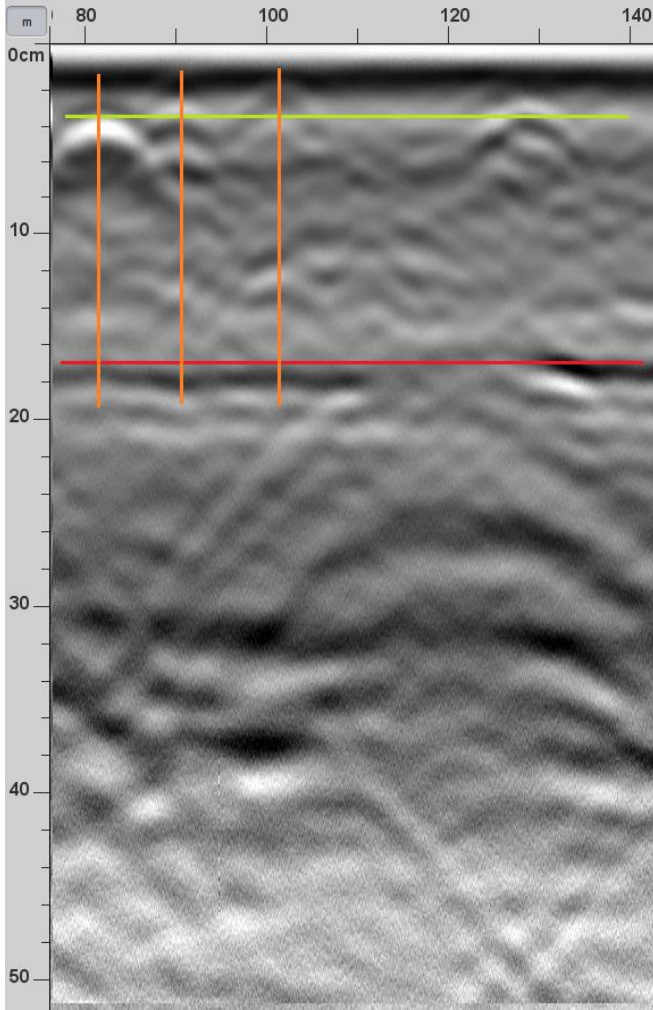
1 Plancher haut du R+1 Bureau Est		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 25mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 100\text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie supérieure de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>
	Radargramme « nord-sud » 193-2	

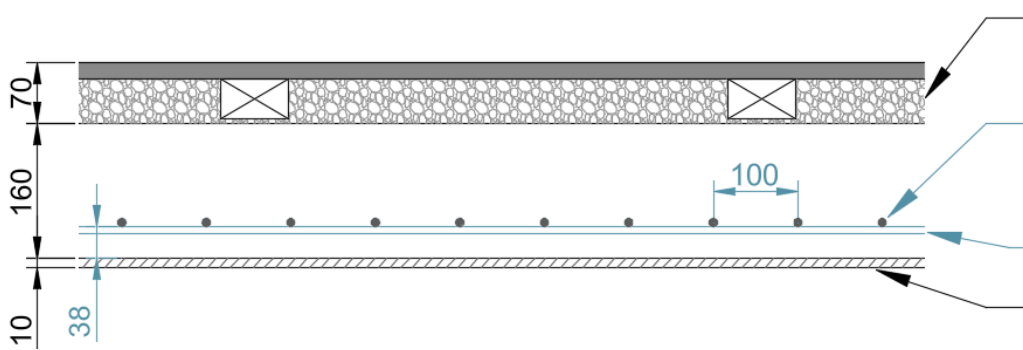
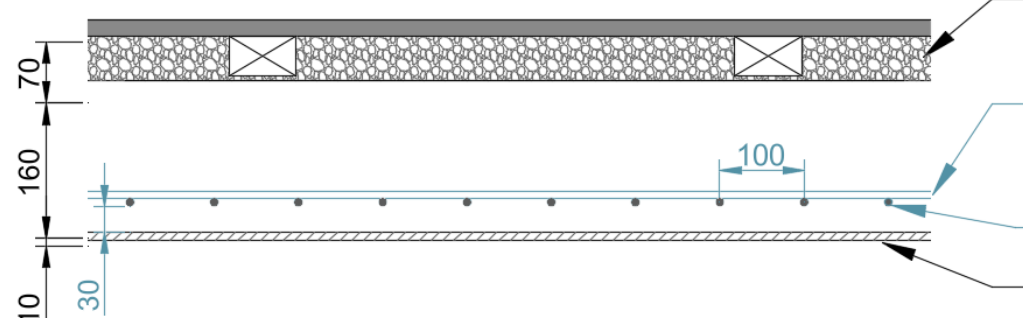
1 Plancher haut du R+1 Bureau Est		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 35mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 100\text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie supérieure de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>
Coupe de synthèse - 193-1 - côtes en [mm]		

1 Plancher haut du R+1 Bureau Est	 70 160 10 20 100 Chape armée + lino. Acier RL Ø9mm Acier RL Ø9mm Enduits + peinture
Coupe de synthèse - 193-2 - côtes en [mm]	
1 Plancher haut du R+1 Bureau Est	 70 160 10 29 100 Chape armée + lino. Acier RL Ø9mm Acier RL Ø9mm Enduits + peinture

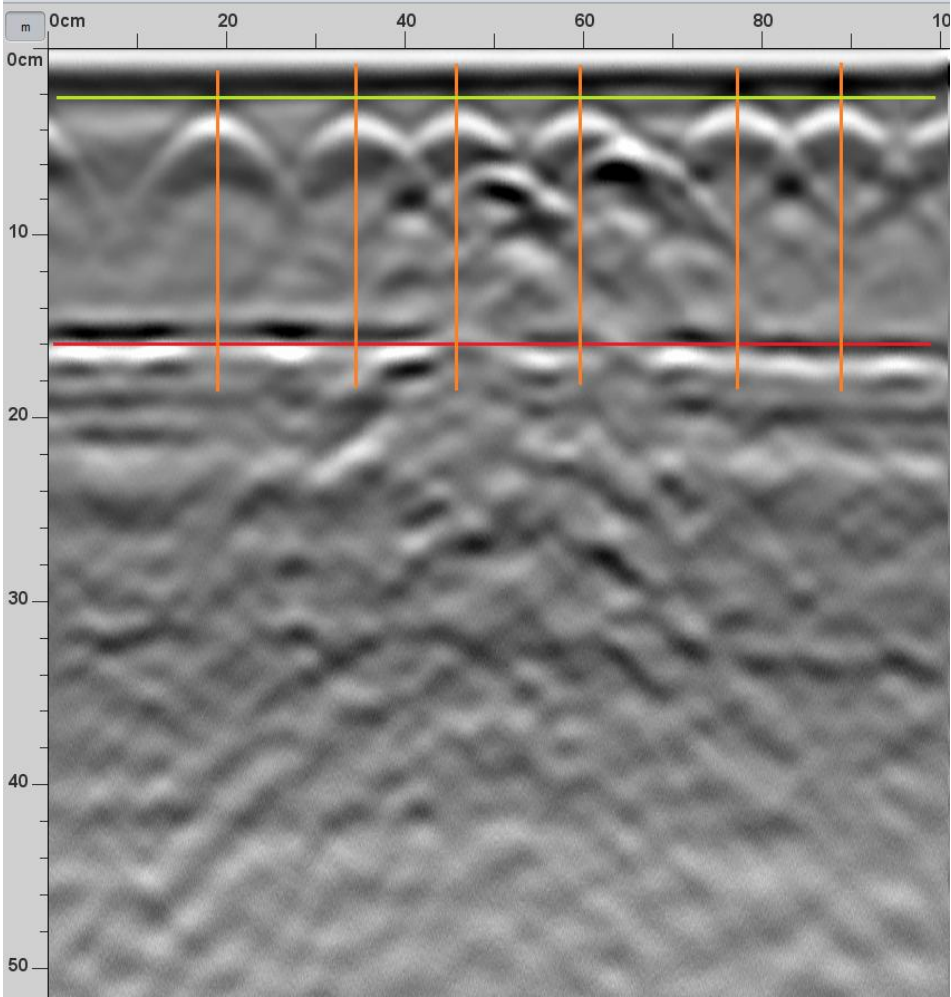
N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
2 Plancher haut du R+1 Bureau Sud- Ouest		Il a été observé : - Une peinture grise/beige d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit blanc d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10\text{mm}$ env. ; - Un béton gris de gros graviers ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 8\text{ mm}$ à la profondeur $c = 30\text{ mm}$ environ (dans le béton) ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 9\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 38\text{mm}$ environ ; L'essai à la thymolphtaléine a montré que la profondeur du front de carbonatation p est au moins égale à la profondeur du sondage. Considérant que $p \geq c'$ ici, les aciers étaient dans un environnement de corrosion actif au moment du diagnostic. Indice de corrosion des aciers relevés : I1

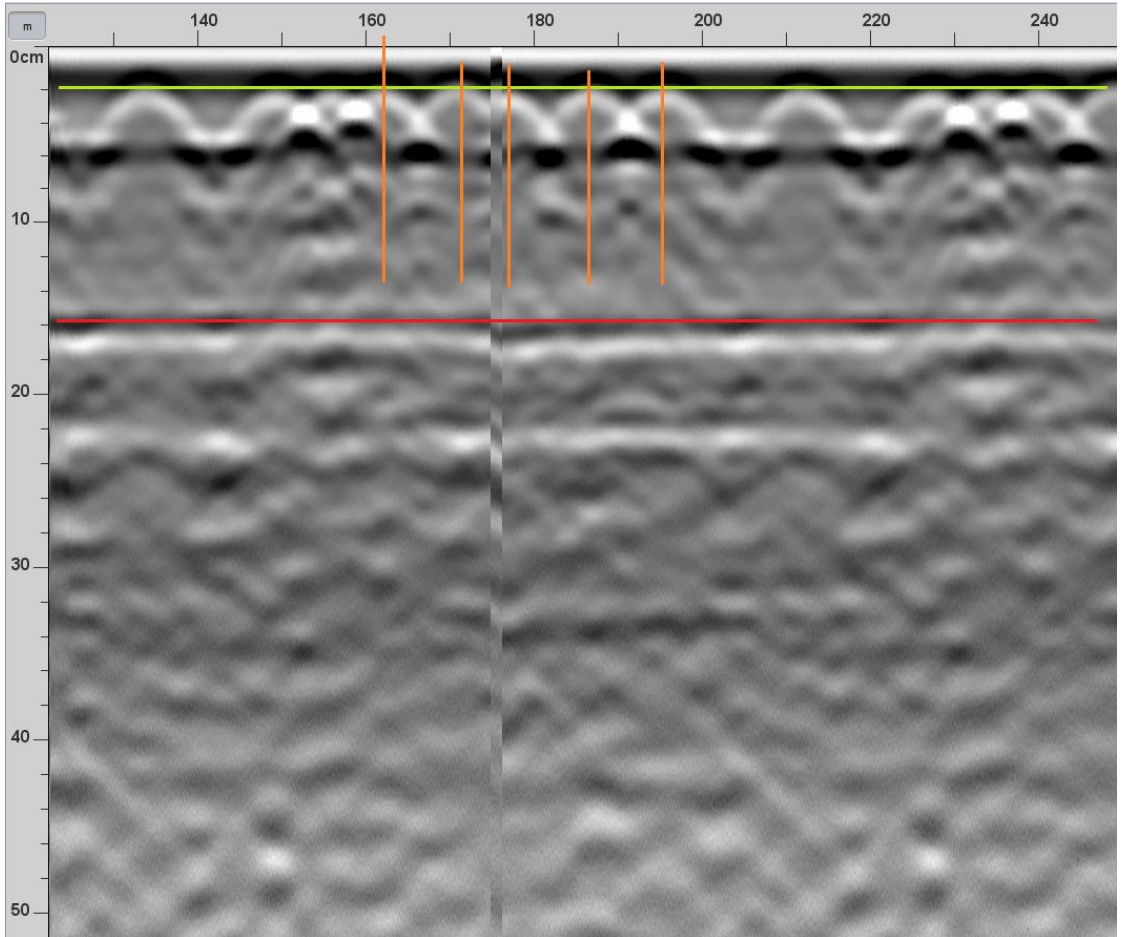
	Radargramme « est-ouest » 195-1	Commentaire/Descriptif
2 Plancher haut du R+1 Bureau Sud- Ouest		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 25mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 100 \text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie supérieure de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

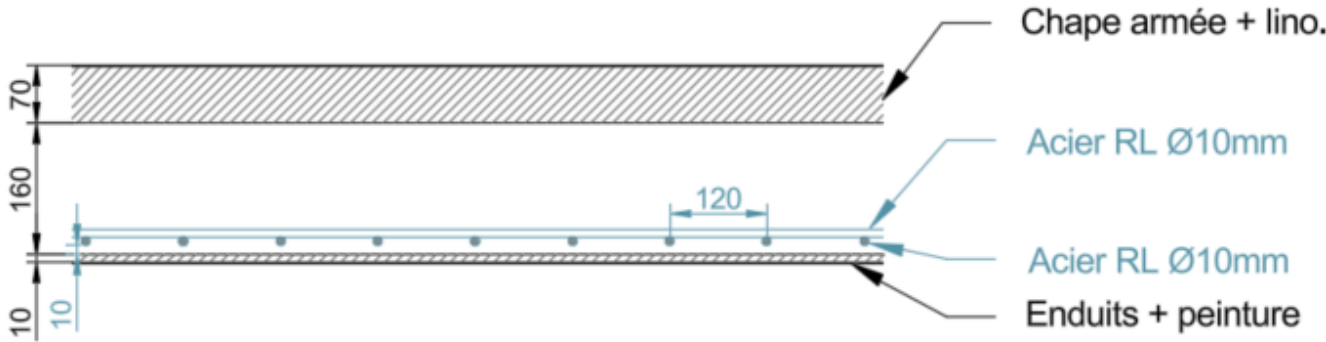
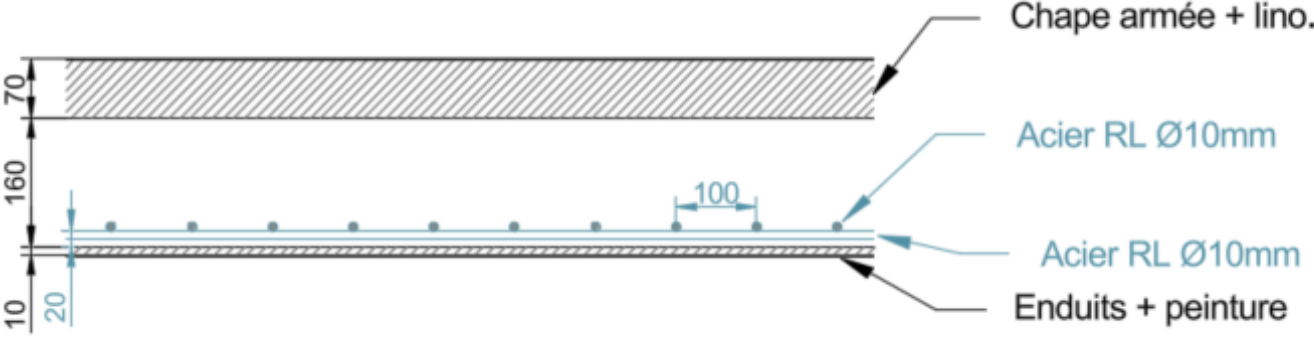
Radargramme « nord-sud » 195-2		
2 Plancher haut du R+1 Bureau Sud- Ouest		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 35mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 100 \text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie supérieure de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,17m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

Coupe de synthèse - 195-1 - côtes en [mm]	
2 Plancher haut du R+1 Bureau Sud- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø9mm Acier RL Ø8mm Enduits + peinture
Coupe de synthèse - 195-2 - côtes en [mm]	
2 Plancher haut du R+1 Bureau Sud- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø9mm Acier RL Ø8mm Enduits + peinture

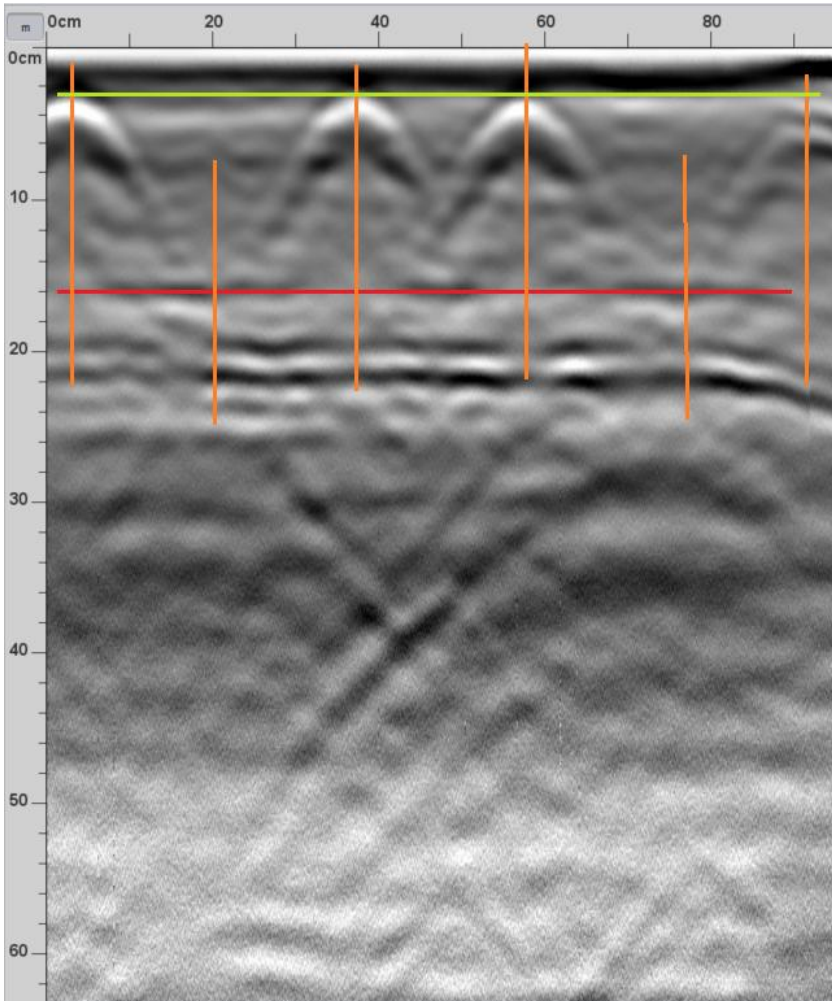
N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
3 Plancher haut du RDC Bureau Nord-Est		Il a été observé : - Une peinture grise/beige d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit blanc d'épaisseur $e = 2\text{ mm}$ environ ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10\text{ mm}$ env. ; - Un béton gris de gros graviers ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c = 10\text{ mm}$ environ (dans le béton) ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 20\text{ mm}$ environ ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 22\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 70\text{ mm}$ environ. Ce dernier acier n'apparaît que ponctuellement sur les radargrammes et sa position ne permet pas d'envisager qu'il participe de la reprise des efforts de traction dans la dalle. Sous ce rapport, il ne sera pas considéré dans les coupes de synthèse et au calcul ; L'essai à la thymolphthaléine a montré que la profondeur du front de carbonatation p est au moins égale à la profondeur du sondage. Considérant que $p \geq c'$ ici, les aciers étaient dans un environnement de corrosion actif au moment du diagnostic. Indice de corrosion des aciers relevés : I1

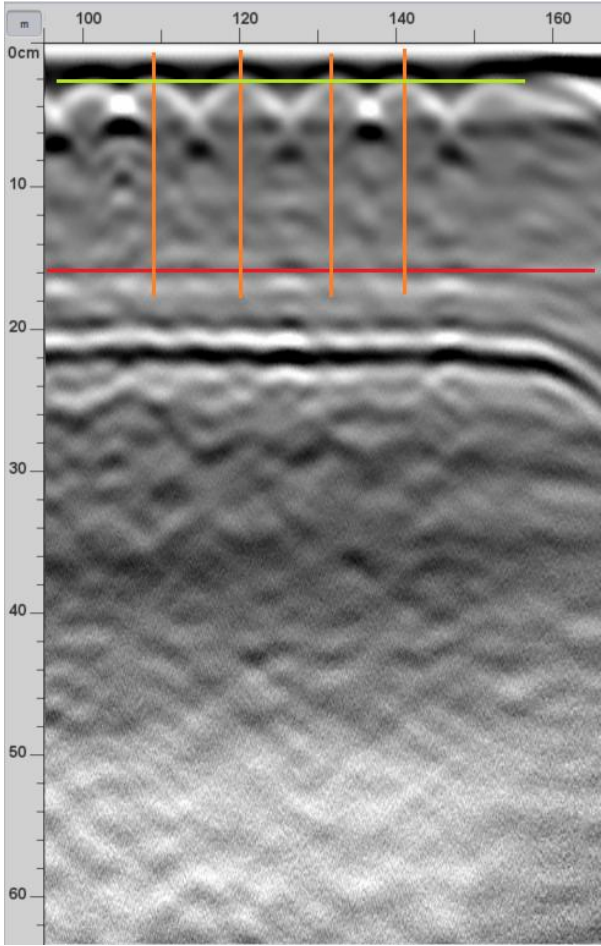
	Radargramme « est-ouest » 197-1	Commentaire/Descriptif
3 Plancher haut du RDC Bureau Nord-Est		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 20mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 120 \text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie médiane de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

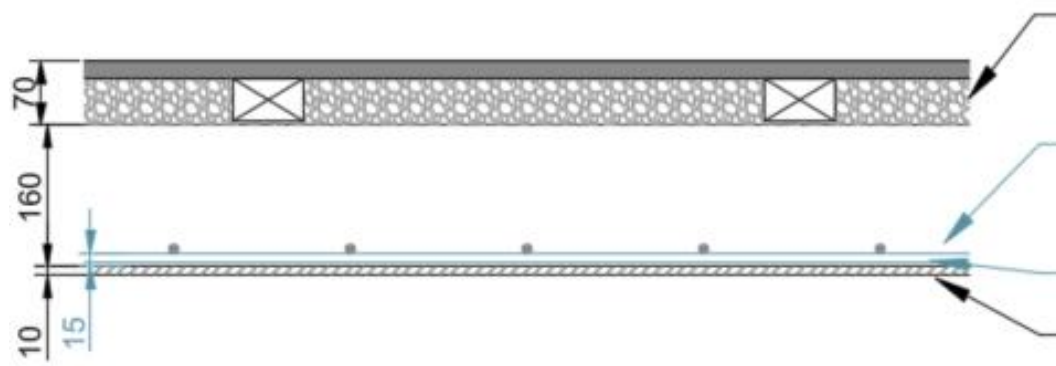
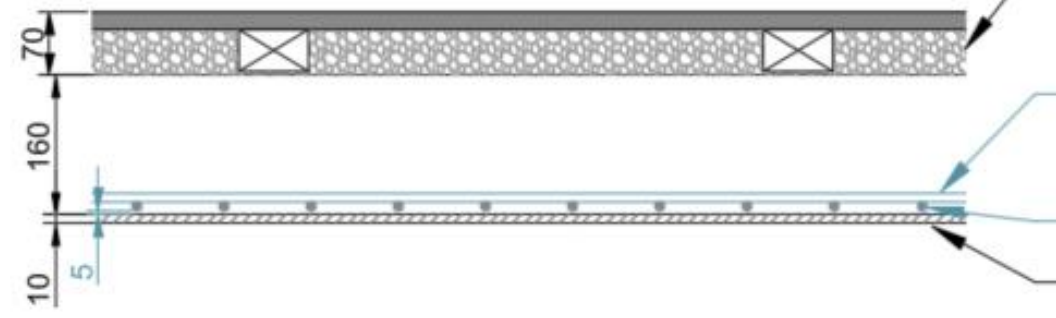
Radargramme « nord-sud » 197-2		
3 Plancher haut du RDC Bureau Nord-Est		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 20mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal, de $d_h = 100\text{ mm}$ environ (droites oranges). Il semble que des aciers soient présents en partie médiane de la section. Ceux-ci ne sont pas relevés ici et ne seront pas considérés pour le calcul du plancher concerné. La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>
	Coupe de synthèse - 197-1 - côtes en [mm]	

3 Plancher haut du RDC Bureau Nord-Est	 Chape armée + lino. Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Enduits + peinture 70 160 10 120
Coupe de synthèse - 197-2 - côtes en [mm]	
3 Plancher haut du RDC Bureau Nord-Est	 Chape armée + lino. Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Enduits + peinture 70 160 10 100

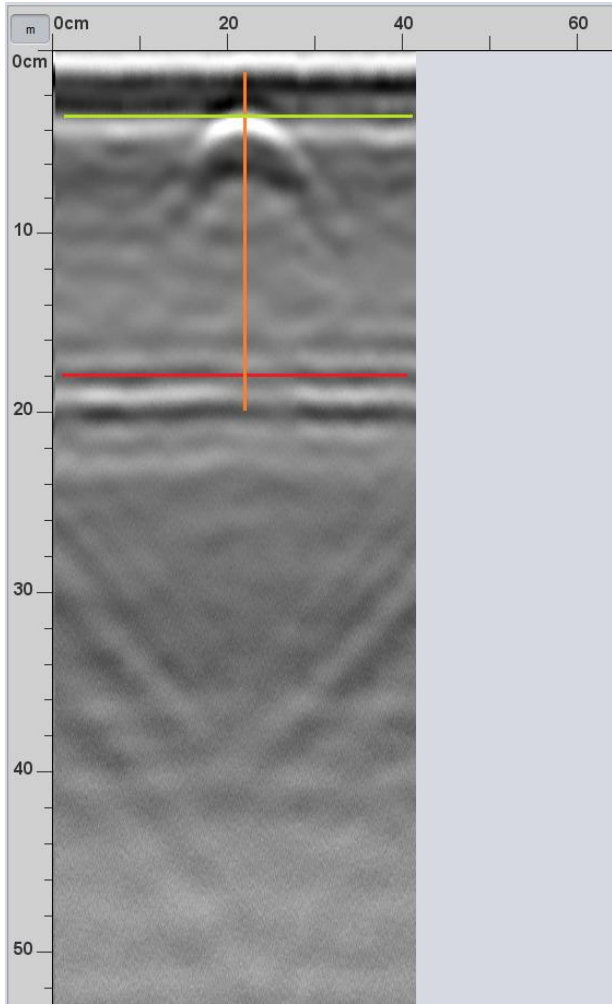
N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
4 Plancher haut du RDC Cuisine Sud- Ouest		Il a été observé : - Une peinture grise/beige d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit blanc d'épaisseur millimétrique ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10\text{mm}$ env. ; - Un béton gris de gros graviers ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c = 5\text{ mm}$ environ (dans le béton) ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 15\text{mm}$ environ ; L'essai à la thymolphtaléine a montré que la profondeur du front de carbonatation p est au moins égale à la profondeur du sondage. Considérant que $p \geq c'$ ici, les aciers étaient dans un environnement de corrosion actif au moment du diagnostic. Indice de corrosion des aciers relevés : I1

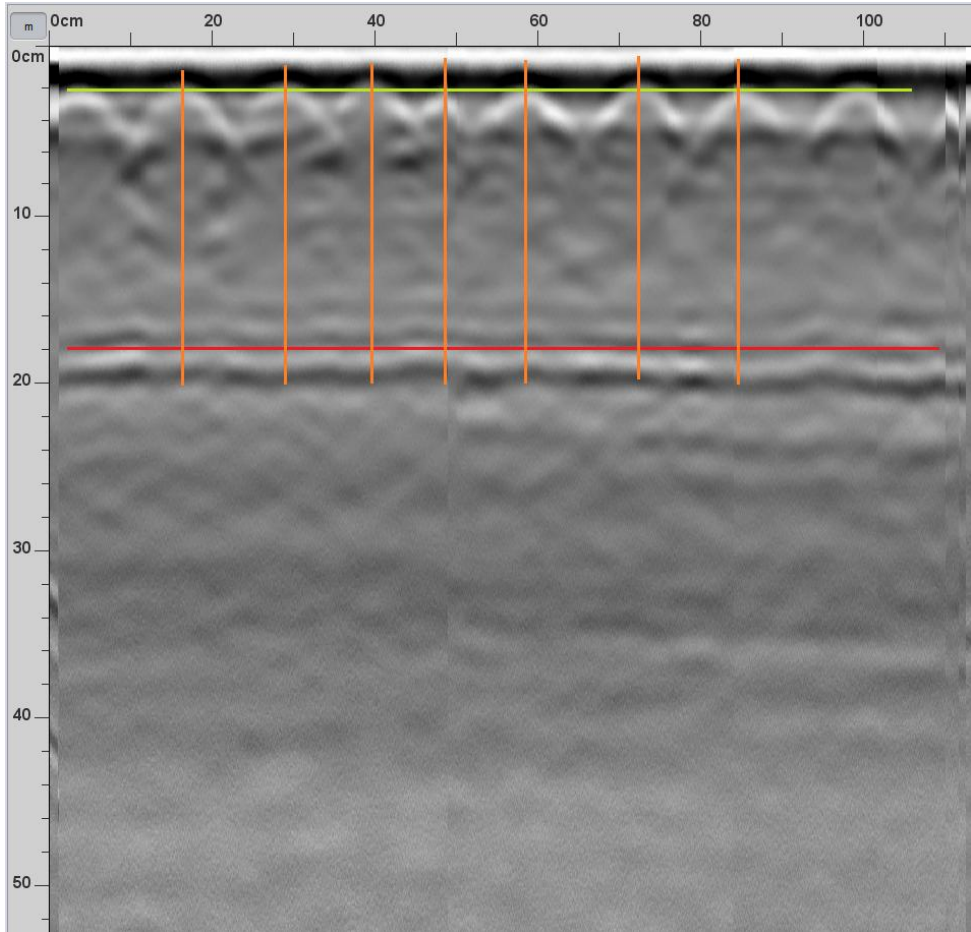
	Radargramme « est-ouest » 199-1	Commentaire/Descriptif
4 Plancher haut du RDC Cuisine Sud- Ouest		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 30mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Des aciers, en partie basse, semblent présenter un enrobage plus important. Il semble que l'enrobage des aciers soit très variable dans la dalle concernée. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h = 200 \text{ mm}$ environ (droites oranges). La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

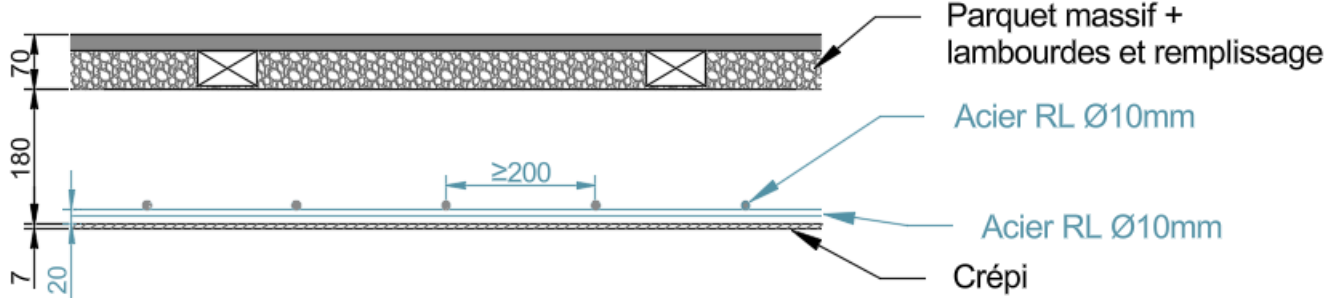
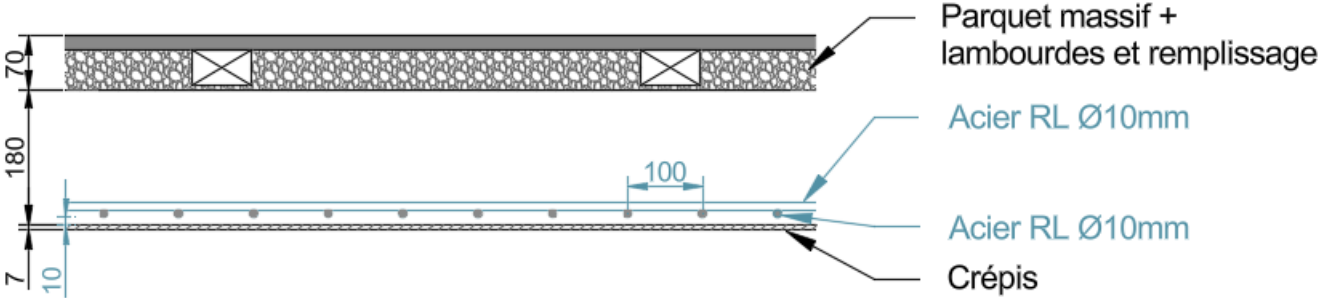
	Radargramme « nord-sud » 199-2	
4 Plancher haut du RDC Cuisine Sud- Ouest		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 20mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal, de $d_h = 100 \text{ mm}$ environ (droites oranges). La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,16m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

Coupe de synthèse - 199-1 - côtes en [mm]	
4 Plancher haut du RDC Cuisine Sud- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Enduits + peinture
Coupe de synthèse - 199-2 - côtes en [mm]	
4 Plancher haut du RDC Cuisine Sud- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Enduits + peinture

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
5 Plancher haut du sous-sol Local Nord- Ouest		Il a été observé : - Un crépi projeté gris d'épaisseur variable, en moyenne de 7mm ; - Un béton gris de gros graviers ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c = 10\text{mm}$ environ (dans le béton) ; - Un acier horizontal rond lisse de diamètre $\varnothing = 10\text{ mm}$ à la profondeur $c' = 20\text{mm}$ environ ; L'essai à la thymolphtaléine a montré que la profondeur du front de carbonatation p est au moins égale à la profondeur du sondage. Considérant que $p \geq c'$ ici, les aciers étaient dans un environnement de corrosion actif au moment du diagnostic. Indice de corrosion des aciers relevés : I1

	Radargramme « est-ouest » 200	Commentaire/Descriptif
5 Plancher haut du sous-sol Local Nord- Ouest		Il a été relevé un acier horizontal à une profondeur de 25mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Considérant l'encombrement du plafond du local concerné (équipements d'éclairage et linéaires de réseaux) il n'a pas été possible de réaliser un passage radar sur une distance supérieure ou égale à l'espacement horizontal des aciers concernés. Dans ce cadre, les aciers identifiés présentent un espacement horizontal $d_h \geq 200 \text{ mm}$ environ (droite orange). La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,18m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>

Radargramme « nord-sud » 201		
5 Plancher haut du sous-sol Local Nord- Ouest		Il a été relevé des aciers horizontaux à une profondeur de 20mm environ (droite verte) par rapport à la sous-face. Les aciers identifiés présentent un espacement horizontal, de $d_h = 100 \text{ mm}$ environ (droites oranges). La dalle formant le plancher semble présenter une épaisseur de 0,18m environ (droite rouge). Il est rappelé que la densité d'aciers peut créer des interférences dans le signal. <i>Les aciers sont signalés par la présence, au radar, d'une hyperbole blanche dont ils occupent le sommet.</i>
	Coupe de synthèse - 200 - côtes en [mm]	

5 Plancher haut du sous-sol Local Nord- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Crépi 70 180 7 20 ≥200
Coupe de synthèse - 201 - côtes en [mm]	
5 Plancher haut du sous-sol Local Nord- Ouest	 Parquet massif + lambourdes et remplissage Acier RL Ø10mm Acier RL Ø10mm Crépis 70 180 7 10 100

4.2.7 Résultats des sondages et essais - voiles du sous-sol

Les sondages réalisés sont présentés ci-après, sous la forme d'une photographie. Les radargrammes réalisés le long des voiles sondés n'ont pas permis d'identifier des anomalies ou vides dans les appareils de pierre ou d'agglomérés concernés.

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
V1 Voile du sous-sol Archives Sud		Il a été observé : - Un crépi projeté gris d'épaisseur variable, en moyenne de 5mm ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10mm$ env. ; - Une pierre jaune relativement tendre, semblable à de la pierre de Jaumont, liée de joints larges ;

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
V2 Voile du sous-sol Local de l'angle nord-ouest		Il a été observé : - Un crépi projeté gris d'épaisseur variable, en moyenne de 5mm ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10mm$ env. ; - Une pierre jaune relativement tendre, semblable à de la pierre de Jaumont, liée de joints larges ;

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
V3 Voile du sous-sol Extrémité occidentale du couloir		Il a été observé : - Un crépi projeté gris d'épaisseur variable, en moyenne de 5mm ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10mm$ env. ; - Une pierre jaune relativement tendre, semblable à de la pierre de Jaumont, liée de joints larges ;

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
V4 Voile du sous-sol Petites archives nord		Il a été observé : - Un crépi projeté gris d'épaisseur variable, en moyenne de 5mm ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10mm$ env. ; - Des blocs d'aggloméré gris, liés de joints fins ;

N° Localisation	Photographie	Commentaire/Descriptif
V5 Voile du sous-sol Dégagement oriental		Il a été observé : - Un crépi projeté gris à noir d'épaisseur variable, en moyenne de 5mm ; - Un enduit beige épais de type enduit à la chaux, d'épaisseur $e = 10mm$ env. ; - Une pierre jaune relativement tendre, semblable à de la pierre de Jaumont, liée de joints larges ;

4.3 ANALYSES EN LABORATOIRE - BOIS

Il a été réalisé, dans le cadre du diagnostic objet du présent rapport, deux prélèvements d'échantillons de bois. Ces échantillons sont :

- Un morceau de lambourde, dans la plancher bas du bureau situé, au R+2, dans l'angle sud-est. Ce bureau est adjacent aux sanitaires ;
- Un morceau de semelle basse, reprenant un poinçon latéral, dans un bureau situé, au R+2, au sud. Cette semelle basse est un élément de la charpente de l'immeuble étudié ;



Figure 12 : En rouge, l'emplacement du prélèvement n°1.



Figure 13 : En rouge, l'emplacement du prélèvement n°2.

Ces échantillons ont été envoyés au laboratoire spécialisé Abarco afin qu'il réalise :

- Un essai d'identification entomologique sur le morceau de lambourde prélevé ;
- Un essai d'identification mycologique sur le morceau de lambourde prélevé ;
- Un essai d'identification de l'essence sur le morceau de semelle prélevé.

Il est rappelé que, s'agissant de l'identification de l'essence, les observations microscopiques permettent de mettre en évidence la structure cellulaire des tissus, celle-ci présentant des caractéristiques propres pour chaque essence de bois. Au préalable, des coupes fines au microtome sont effectuées selon les 3 plans ligneux : radial, transversal, tangentiel, afin d'analyser les composants des tissus.

L'analyse mycologique consiste quant à elle àensemencer le prélèvement sur milieu de « Sabouraud » additionné ou non d'un antibiotique puis à incuber à 37°C pendant plusieurs jours. Dès leur apparition, une observation macroscopique et microscopique des cultures pour identification est réalisée.

L'analyse entomologique est quant à elle indispensable pour identifier les espèces redoutables pour le bâti, caractériser les traces de leur présence et écarter les faux positifs. Une étude comparative est menée à l'aide de clés de déterminations des images et des larves afin de permettre de choisir le traitement le plus adapté à la situation.

Une copie du rapport d'analyse produit par le laboratoire Abarco est intégrée, ci-après, dans le rapport. **Il convient cependant de noter, synthétiquement, que :**

- **Aucune dégradation entomologique n'a été observée sur le morceau de lambourde prélevé ;**
- **Aucun élément caractéristique d'un champignon lignivore n'a été retrouvé dans le morceau de lambourde prélevé ;**
- **Le morceau de semelle, constitutive de la charpente, est en sapin.**



STRUCTUREO
À l'attention de Raphaël PETIT
2 rue de la Renaissance
92160 ANTONY

V / Référence : STO-24-906

N / Référence : 25/0703STR198P/2

RAPPORT D'ANALYSES DES AGENTS DE DÉGRADATION BIOLOGIQUES DU BOIS



Date du/des prélèvement(s) : 26.02.2025

Date de réception : 07.03.2025

Nombre d'échantillon(s) : 2

Lieu du/des prélèvement(s) : 4 rue François De Guise 57000 METZ

Contacts : **Raphaël PETIT**
raphael.petit@structureo.fr
06.74.12.78.23

Note importante :

Ce document comporte 6 pages de rapport d'analyses. Sa reproduction n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Les résultats mentionnés dans ce rapport d'analyses ne sont applicables qu'aux échantillons soumis au laboratoire et tels qu'ils sont décrits dans le présent document. Les résultats fournis dans ce rapport ne concernent que la ou les pathologies observées dans le/les échantillon(s) envoyé(s) par le client et ne peuvent en aucun cas être généralisés ou se substituer à un avis technique réalisé lors d'un diagnostic général du bâtiment. Les échantillons analysés sont à la disposition du demandeur pendant 1 mois à dater de l'envoi du rapport d'analyses. Passé ce délai, ils ne pourront en aucun cas être réclamés. Les échantillons pourront être retournés sur demande préalable, le coût de réexpédition étant à la charge du demandeur. Ce rapport et ses annexes sont établis à l'intention exclusive de ses destinataires et sont confidentiels. Toute utilisation de ce rapport et de ses annexes non conforme à sa destination, toute diffusion ou toute publication, totale ou partielle, est interdite, sauf autorisation expresse du rédacteur. Si vous recevez ces documents par erreur, merci de les détruire et d'en avertir immédiatement le rédacteur. Tout message étant susceptible d'altération, nous déclinons toute responsabilité au titre de ce message s'il a été altéré, déformé ou falsifié. Une édition imprimée de ces documents est conservée en notre cabinet et demeure à votre disposition sur demande expresse. Cette édition est la seule qui fera foi en cas de contestation.

1- ÉCHANTILLONS SOUMIS À ANALYSES

Le laboratoire ABARCO a été sollicité pour effectuer les analyses suivantes :

- *Mycologique*
- *Entomologique*
- *Identification de l'essence de bois*

**E1-STO-24-906****E2-STO-24-906**

2- ANALYSES

2.1 Analyses xylologiques :

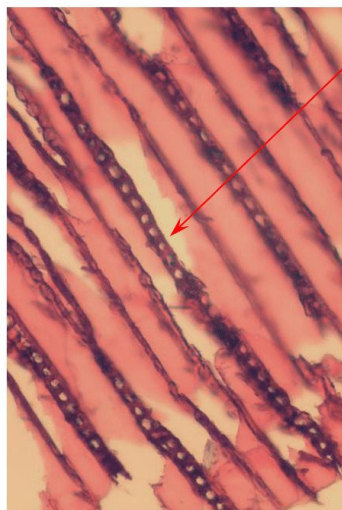
E2-STO-24-906 :

Les analyses macroscopiques et stéréomicroscopiques mettent en évidence un bois de couleur crème légèrement rougeâtre et qui ne présente pas de canaux résinifères normaux.

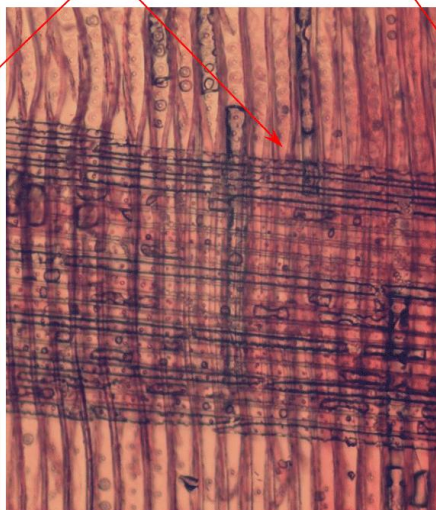


x 40

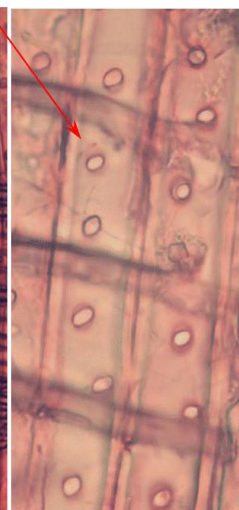
Les analyses microscopiques révèlent de longs rayons ligneux, des ponctuations de champ de croisement de type taxodioïde et une absence de trachéides radiales.



x 200



x 100



x 200

Il s'agit de **Sapin** (*Abies* sp.).

2.2 Analyses entomologiques :

E1-STO-24-906 :

Les analyses macroscopiques et stéréomicroscopiques ne révèlent aucune dégradation entomologique. Aucun orifice d'envol, ni galeries, ni vermoulure n'a été observée.



x 30



x 30

Les impacts observés sont d'origine mécanique.

2.3 Analyses mycologiques :

E1-STO-24-906 :

Les analyses macroscopiques et stéréomicroscopiques mettent en évidence des traces blanches à noires en surface du bois.

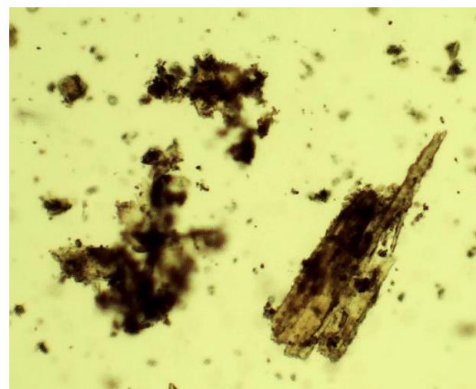
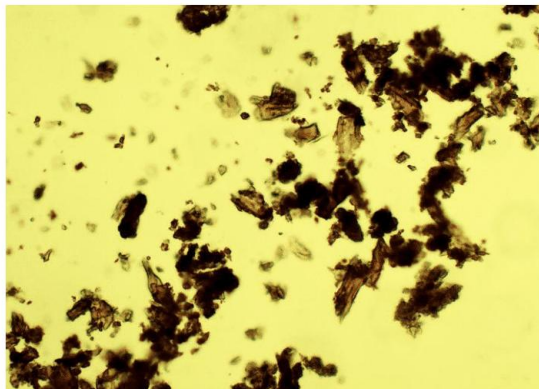


x 40



x 40

Les analyses microscopiques révèlent des morceaux de bois et des cristaux hyalins.



Aucun champignon lignivore n'a été retrouvé dans l'échantillon.

3- CONCLUSION

Analyses xylologiques :

L'échantillon 2 est en **Sapin** (*Abies* sp).

Analyses entomologiques :

Aucune dégradation entomologique n'a été observé sur l'échantillon 1.

Analyses mycologiques :

Aucun élément caractéristique d'un champignon lignivore n'a été retrouvé dans l'échantillon 1.

Aucun élément fongique correspondant aux Mérules n'a été détecté.

GUÉRANDE, le 11 mars 2025.



Julien LE MOULLEC

Master 2 de Biologie végétale
Biologiste

5. VÉRIFICATIONS DE CAPACITÉS PORTANTES

Il est mené, ci-après, les vérifications de capacités portantes d'éléments de structure sondés et/ou relevés dans l'ouvrage durant la campagne de diagnostic. Il est notamment vérifié :

- La capacité portante d'un plancher bas du RDC, dans le bureau de l'angle nord-ouest (SD5). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison et l'introduction d'une surcharge ponctuelle ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+1, dans le bureau de l'angle sud-ouest (SD4) ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+1, dans le bureau de l'angle nord-est (SD3). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+2, dans le bureau de l'angle sud-ouest (SD2) ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+2, dans le bureau de l'angle sud-est (SD1). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison ;
- La capacité portante d'un chevron courant. Cet élément de la charpente est concerné, dans le projet dont la description a été communiquée aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la mise en œuvre d'une isolation sous rampant ;
- La capacité portante d'une panne courante. Cet élément de la charpente est concerné, dans le projet dont la description a été communiquée aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la mise en œuvre d'une isolation sous rampant ;

Les éléments de structure susmentionnés seront vérifiés à l'état le plus sollicitant pour l'élément en matière de chargement, qu'il s'agisse de l'état existant ou de l'état projeté, suivant les données communiquées aux équipes de STRUCTUREO en amont de diagnostic.

5.1 Hypothèses de calcul

5.1.1 Références

- Relevés et sondages effectués ;
- Fascicule 74 (2012) : Réservoirs ;
- Eurocode 1, partie 1.1 et son Annexe nationale ;
- Eurocode 1, partie 1.5 (actions thermiques) et son Annexe nationale ;
- Eurocode 2, Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 2, partie 1.1 et son Annexe Nationale ;
- Eurocode 2, partie 3 (silos et réservoirs) et son Annexe nationale ;
- BAEL : règlement de calcul des structures en béton armé ;
- Circulaire du 13 janvier 1913 : règlement de calcul des structures en béton armé ;
- Note de calcul d'avant-projet du pylône central AP05524 rév A.pdf ;
- Modélisation 3D sur le logiciel de simulation Robot Structural Analysis.

5.1.2 Matériaux

❖ Béton

Le béton est supposé de classe C12/15, sur la base d'une hypothèse défavorable. Il est ainsi retenu :

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa}$$

❖ Armature

Les aciers sont des aciers RONDS LISSES. La limite d'élasticité des armatures, utilisées entre 1900 et 1958 environ, est notamment donnée à l'article 30 de cahier des charges générales de 1913 :

$$f_y = 240 \text{ MPa}.$$

❖ Bois

Les éléments de charpente sont supposés en sapin (résineux), suivant le résultat de l'analyse d'identification de l'essence. Il sont supposés de classe mécanique C18 sur la base d'une hypothèse défavorable. Il est ainsi retenu :

$$f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$$

5.1.3 Coefficient de sécurité

Il sera retenu, ci-après :

Acier : $\gamma_s = 1,15$

Béton : $\gamma_c = 1,5$

Bois : $\gamma_m = 1,3$

Ces coefficients sont valables, en première approche, au sens des normes modernes. La mobilisation de normes antérieures à la norme NF EN 1992 pourra engager le choix de coefficients de sécurité différents, qui seront précisés le cas échéant.

5.2 Planchers du RDC, R+1 et R+2

Il est réalisé, dans la partie suivante, la vérification de :

- La capacité portante d'un plancher bas du RDC, dans le bureau de l'angle nord-ouest (SD5). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison et l'introduction d'une surcharge ponctuelle ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+1, dans le bureau de l'angle sud-ouest (SD4) ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+1, dans le bureau de l'angle nord-est (SD3). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+2, dans le bureau de l'angle sud-ouest (SD2) ;
- La capacité portante d'un plancher bas du R+2, dans le bureau de l'angle sud-est (SD1). Ce plancher est concerné, dans le projet dont les plans ont été communiqués aux équipes de STRUCTUREO en amont du diagnostic, par la démolition d'une cloison ;

Il est ainsi donné, ci-après et pour chaque plancher, leur localisation ainsi que les hypothèses retenues pour la conduite du calcul. Une synthèse des résultats, assortie de commentaires, est produite à l'issue des vérifications.

5.2.1 Plancher bas du RDC - bureau de l'angle nord-ouest - SD5

Le plancher concerné est étudié comme une dalle en béton armé de 180mm d'épaisseur. Les données relatives aux armatures (diamètres, espacements, enrobages) sont fondées sur les résultats du sondage destructif SD5. Le plancher présente un parquet massif, réputé posé sur des lambourdes et un horizon de remplissage. Le plancher étudié reprend, à l'état existant, des cloisons ainsi que des équipements suspendus en sous-face. La charge permanente additionnelle issue de ces éléments est retenue telle que :

Parquet massif 20mm + remplissage sable 50mm :

$$G'_1 = 25 \text{ daN.m}^{-2}$$

Divers suspendus et faux-plafonds :

$$G'_2 = 50 \text{ daN.m}^{-2}$$

Cloisons :

$$G'_3 = 100 \text{ daN.m}^{-2}$$

Soit les charges permanentes additionnelles :

$$G' = 175 \text{ daN.m}^{-2}$$

Le local concerné était exploité comme un bureau et il n'est pas prévu d'en changer la destination. La charge d'exploitation qui en résulte est retenue telle que :

Charge d'exploitation (bureaux) :

$$Q = 250 \text{ daN.m}^{-2}$$

La localisation et la géométrie du plancher étudié sont données ci-après. Il est figuré le plancher haut, afin de faire apparaître les appuis de la dalle étudiée :

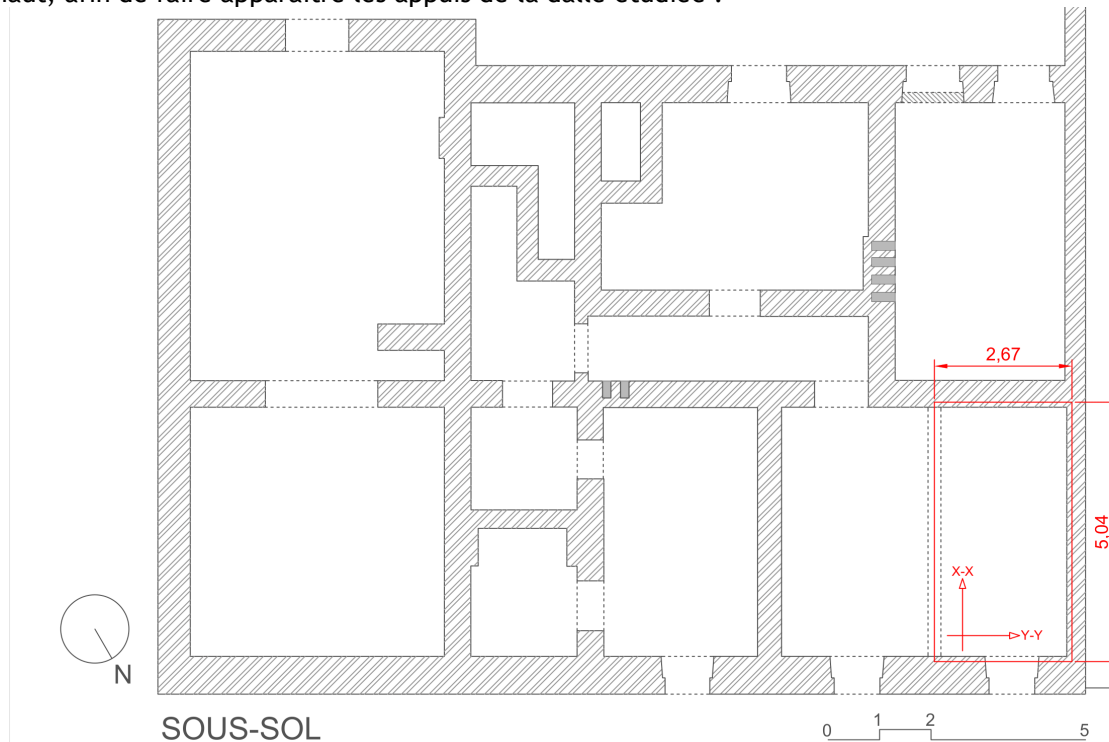


Figure 14 : Plan du plancher étudié - ici plancher haut du sous-sol - local de l'angle nord-ouest.

Nota : La vérification de ce plancher est menée au sens de l'Eurocode 2, du BAEL83 et de la circulaire du 13 janvier 1913. Afin d'alléger le rapport il ne sera mené, pour les autres planchers, qu'une vérification à l'Eurocode 2.

VÉRIFICATION D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ D'ACIERS RONDS LISSES | 1900 - 1950 env.

La note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906 constituent les premiers règlements de calcul du béton armé français. Ces documents ont fourni la base initiale des calculs de dimensionnement et de vérification des ouvrages, notamment à l'intention des ingénieurs publics ou militaires chargés, dans le cadre de l'attribution de marchés, de vérifier les propositions d'entreprises de travaux qui se spécialisaient alors, progressivement, dans ce nouveau procédé constructif.

Le Directeur du Génie au Ministère de la Guerre, Georges Chevalier, fit cependant le constat, dès 1913, que des désordres, justifiant la mise en oeuvre de renforcements a posteriori, étaient apparus dans des ouvrages qui satisfaisaient pourtant aux dispositions des notes de 1903 et 1906. Il fit ainsi rédiger une nouvelle circulaire, dite du 13 janvier 1913, afin de préciser les règles de vérification des ouvrages en béton couramment réalisés dans le bâtiment afin que les ingénieurs militaires des services locaux du Génie disposent d'un cadre de calcul actualisé.

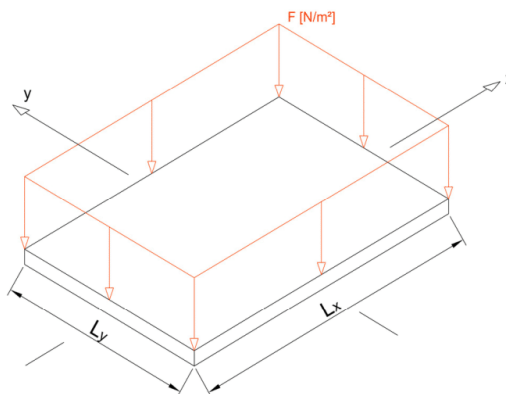
Il convient de noter, d'une part, que la circulaire du 13 janvier 1913 est restée en vigueur, associée à la circulaire de 1906, jusqu'à la publication de la circulaire du 19 juillet 1934. D'autre part, il apparaît que les armatures mises en oeuvre à partir du début du XX^{ème} siècle, et ceci jusque dans les années 1950, étaient des aciers ronds lisses. Leurs diamètres n'étaient pas normalisés.

La présente note de calcul détaille, ainsi, la vérification d'une dalle en béton armé d'aciers ronds lisses, dont la construction est attribuable à la période 1900-1950. Il convient de relever d'emblée que les aciers ronds lisses ne présentent pas les propriétés d'adhérence qui font la particularité des aciers "modernes", agréés et commercialisés à partir de la fin des années 1950. Dans ce cadre, il s'impose de vérifier la dalle aux États Limites de Service uniquement, car une vérification à la rupture, c'est-à-dire aux États Limites Ultimes, convoque la limite de rupture du béton ou de l'acier et donc un passage dans le domaine de comportement plastique de l'un de ces deux matériaux au moins. Ce passage dans le domaine plastique contrevient cependant, en l'absence d'adhérence des aciers, au principe de compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui repose sur la possibilité d'appliquer la loi de Hooke, c'est-à-dire de travailler dans les domaines de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier), principe qui se trouve au fondement du comportement mécanique du béton armé.

Seront ainsi vérifiées aux ELS, ci-après, les sections les plus sollicitées d'une dalle soumise à un chargement uniformément réparti au sens de la norme NF EN 1992-1 (Eurocode 2). Afin d'éviter une analyse strictement anachronique il est également mené une vérification suivant certains règlements antérieurs : BAEL 1983 et Circulaire du 13 janvier 1913.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES INITIALES

La dalle étudiée est réputée simplement appuyée sur ses bords et soumise à un chargement surfacique uniformément réparti. Soit la situation étudiée telle que :



Il est posé, par convention : $L_x \geq L_y$

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

$L_x =$	5,04	[m]
$L_y =$	2,67	[m]

Coefficient géométrique :

$\alpha =$	0,53	[-]	Le respect de la convention susmentionnée impose $\alpha \leq 1$
------------	------	-----	--

Il apparaît que $\alpha \geq 0,4$

La dalle étudiée est donc une dalle sur 4 appuis.

CHARGEMENT

Géométrie de la dalle - poids propre :

Largeur étudiée : 1 [m] Largeur courante.
Épaisseur : 0,18 [m]

Poids propre de la dalle :

G = 450 [daN/m²]

Charges permanentes additionnelles :

- Cloisons : 100 [daN/m²]
- Revêtement de sol : 25 [daN/m²] Carrelage, lino, parquet et lambourdes, chape sèche ou liquide...
- Divers suspendus : 50 [daN/m²] Faux-plafond, réseaux, éclairage...
G' = 175 [daN/m²]

Charge d'exploitation - la dalle étudiée se trouve dans un/une :

Bureau

Catégorie : B

Q = 250 [daN/m²]

SOLLICITATIONS - ÉTATS LIMITES DE SERVICE CARACTÉRISTIQUES

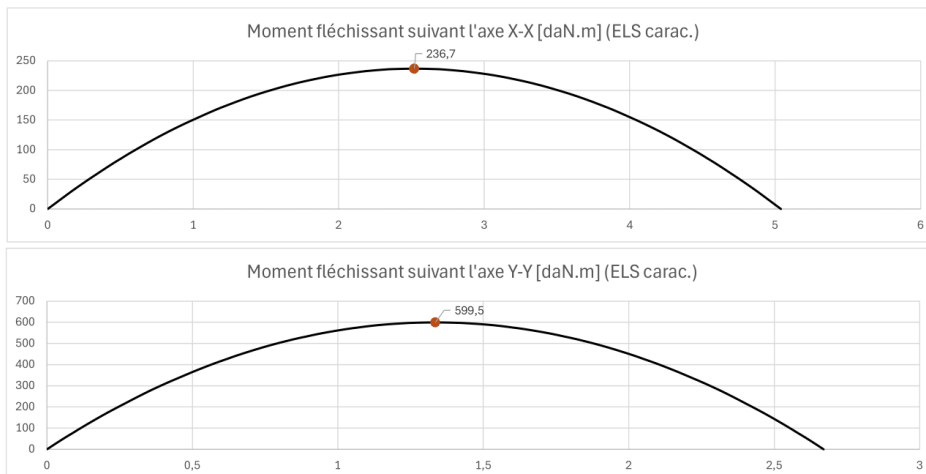
La présente note de calcul détaille la vérification de la dalle selon qu'elle est sur deux ou quatre appuis simple. Cette donnée initiale a en effet une influence sur l'intensité des sollicitations retenues pour le calcul.

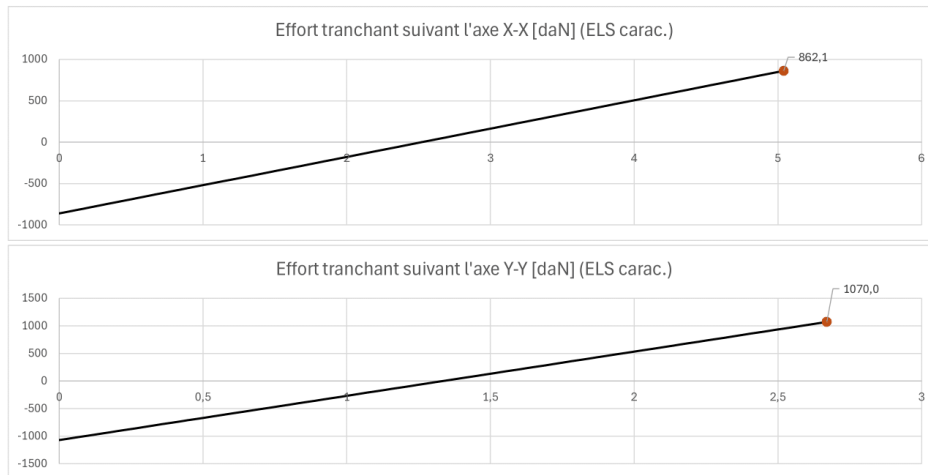
Si la dalle est sur 2 appuis ($L_y < 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier une poutre équivalente de portée L_y et de largeur 1m ;
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée et vaut : $pl^2/8$ [N.m] ;
- L'effort tranchant maximal est atteint à l'appui et vaut : $pl/2$ [N] ;

Si la dalle est sur 4 appuis ($L_y \geq 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier deux poutres équivalentes de portées respectives L_x et L_y et toutes deux de largeur 1m ;
- La dalle se comporte de facto comme une plaque, dans laquelle les sollicitations sont connues et dépendent de la géométrie ;
- Considérant le caractère usuel du système étudié ici (dalle rectangulaire chargée uniformément), la dépendance des sollicitations à la géométrie est traduite par l'application d'un coefficient modificatif μ_x (resp. μ_y) et γ_x (resp. γ_y) fonction du coefficient géométrique α .
- La relation de μ_x (resp. μ_y) γ_x (resp. γ_y) à α est donnée dans une abaque.
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée dans les deux cas et vaut :
 $M_y = \mu_y \cdot p \cdot L_y^2$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $M_x = \mu_x \cdot M_y$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;
- L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis, au centre des côtés, et vaut :
 $V_y = \gamma_y \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $V_x = \gamma_x \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;





CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - APPROCHE MODERNE

Béton

Classe de résistance :

C12/15

Il sera montré ci-après que le choix d'un béton moderne, même de classe de résistance la plus faible, constitue une hypothèse particulièrement favorable devant laquelle il conviendra de se montrer spécialement critique

$f_{ck} =$

12

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,c} =$

27

[GPa]

Acier

Limite d'élasticité de l'acier de béton armé :

$f_{yk} =$

240

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,s} =$

200

[GPa]

Coefficient d'équivalence :

Dans le cas d'actions de longue durée, il est retenu le tiers du module d'élasticité de calcul $E_{cm,c}$ afin de considérer l'effet du fluage du béton.

$\alpha_e =$

22,22

[-]

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - SUIVANT LA CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913

La circulaire du 13 janvier 1913 développe une approche des éléments en béton fléchis fondée sur l'étude d'un effort moyen développé dans le béton comprimé et les aciers tendus. À ce titre, les résistances de calcul du béton et de l'acier devant ces efforts moyens sont leurs limites élastiques respectives, réduites d'un coefficient de sécurité égal à 2.

Il apparaît que l'absence de normalisation et la simplicité générale des procédés d'élaboration du béton (absence d'adjuvants, faible maîtrise du squelette granulaire ou des exigences de mise en oeuvre) comme de l'acier (faible maîtrise des taux de carbone ou des procédés de laminage) avaient conduit le rédacteur de ce règlement à considérer des limites élastiques faibles devant les caractéristiques modernes de ces matériaux.

Béton :

La circulaire du 13 janvier 1913 retient les limites élastiques du béton telles que :

$f_{yc} =$

44,8

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,39

[MPa]

pour un béton dosé à 300kg de ciment.

$f_{yc} =$

50,4

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,94

[MPa]

pour un béton dosé à 350kg de ciment.

Acier :

$f_{yk} =$

24

[kgf/mm²]

soit

$f_{yk} =$

235,44

[MPa]

Nota : La circulaire du 13 janvier 1913 retient également la limite élastique du fer puddlé ($f_y = 9 \text{ kgf/mm}^2$ soit 177 MPa env.).

En l'absence de données relatives au dosage en ciment du béton mis en oeuvre dans la dalle étudiée il sera retenu ici une limite élastique $f_{yc} = 4,39 \text{ MPa}$.

Limites de calcul :

Dans le cadre d'une approche des efforts moyens développés dans la section il est appliqué, au sens de la circulaire du 13 janvier 1913, un coefficient de sécurité 2 sur les limites élastiques susmentionnées. Il sera donc retenu les limites de calcul :

Béton :

$f_{cd} =$

2,20

[MPa]

Acier :

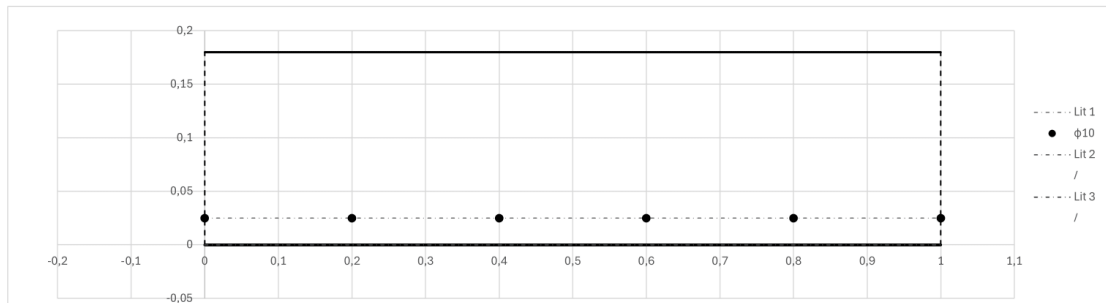
$f_{sd} =$

117,72

[MPa]

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

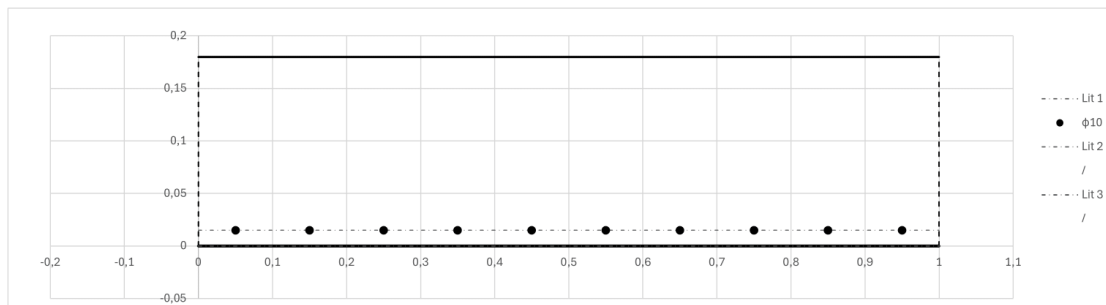
Aciers - lit n°1 :	φ10	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	10	[mm]
Espacement horizontal :	200	[mm]
Enrobage :	20	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe Y-Y.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Aciers - lit n°1 :	φ10	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	10	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	10	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

Hauteur de la section : 180 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 5 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 392,699 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 25,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 155,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression :

$$z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 8726,65 [mm²]

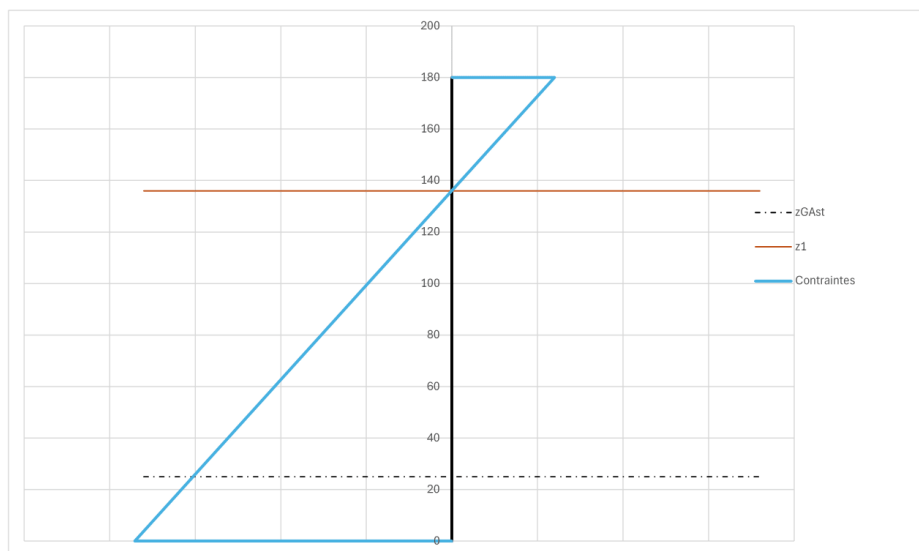
C = -1352630,17 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 2781414695,54$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 44,01$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Hauteur de la section : 180 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0,000 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 785,398 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 15,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 165,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 17453,29 [mm²]

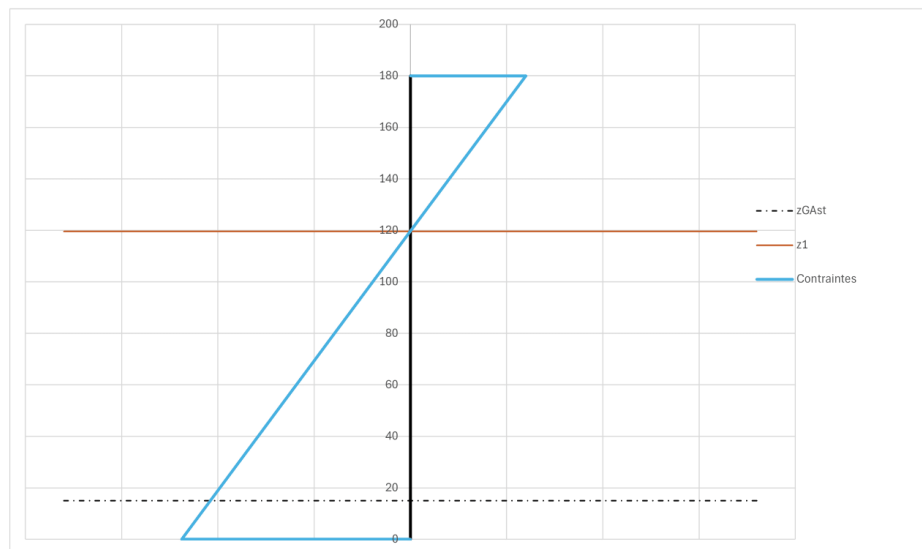
C = -2879793,27 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 6064203951,37$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 60,42$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe Y-Y.

EUROCODE 2 - VÉRIFICATION DE LA FLEXION AUX E.L.S - LIMITATION DES CONTRAINTES

Le principe de la vérification d'un élément de béton armé en flexion se fonde, dans l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1), aux ELS, sur la limitation des contraintes admissibles dans l'acier et dans le béton. Cette limitation traduit des exigences physiques, visant notamment à réduire l'apparition de pathologies liées à la fissuration du béton. Cette vérification traduit donc, essentiellement, une exigence de durabilité.

Limitation des contraintes dans le béton :

Pour éviter la fissuration du béton ($k_1 = 0,60$) :

$$\sigma_{CM} = k_1 \cdot f_{ck} \quad 7,2 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Pour admettre la linéarité du fluage du béton ($k_2 = 0,45$) :

$$\sigma_{CM} = k_2 \cdot f_{ck} \quad 5,4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison quasi-permanente.}$$

Limitation des contraintes de traction dans l'acier :

Pour éviter la déformation/fissuration inacceptable ($k_3 = 0,8$) :

$$\sigma_{SMS} = k_3 \cdot f_{yk} \quad 192 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Soient les moments sollicitants la dalle tels que calculés ci-dessus :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q

$$M_{SLS,x,carac} = 236,7 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,carac} = 599,5 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q avec $\psi_2 = 0,3$ suivant la catégorie d'exploitation.

$$M_{SLS,x,qp} = 189,4 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,qp} = 479,6 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe Y-Y.}$$

Soient les moments d'inertie des sections de dalle :

$$I_{1,x} = 135915667 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X}$$

$$I_{1,y} = 264408857,1 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y}$$

Soient finalement les contraintes dans les sections, sous combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q :

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,carac} = 0,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{c,y,carac} = 1,37 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- les contraintes maximales développées dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st,x,carac} = 42,96 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{st,y,carac} = 52,69 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,qp} = 0,61 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS quasi-permanents.}$$

$$\sigma_{c,y,qp} = 1,10 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS quasi-permanents.}$$

VÉRIFICATION DES CRITÈRES :

Pour éviter la fissuration du béton :

X-X	10,65%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	19,02%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour admettre la linéarité du fluage du béton :

X-X	11,36%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	20,29%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour éviter la déformation inacceptable de l'élément :

X-X	22,37%	La dalle portée suivant l'axe X-X présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	27,44%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.

EUROCODE 2 - MAÎTRISE DE LA FISSURATION

La norme NF EN 1992-1 prévoit l'apparition normale de fissures dans les structures en béton armé soumises "à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées."

Dans ce cadre, cette même norme intègre des dispositions visant la maîtrise des fissures. Cette maîtrise est fondée sur la définition d'une valeur limite w_{max} d'ouverture des fissures, qui dépend de la nature de l'ouvrage, de son environnement et du coût engendré par les efforts de limitation de la fissuration.

La qualification de l'environnement direct de l'ouvrage est réalisée, au sens de l'Eurocode 2, au moyen du choix de la classe d'exposition :

Description de l'environnement de la dalle étudiée :

Corrosion induite par carbonatation - Env. à humidité modérée

La classe d'exposition correspondante est : **XC3**

La norme donne la valeur limite d'ouverture des fissures suivant la classe d'exposition :

$w_{max} = 0,3$ [mm] **FAUX**

Ces valeurs sont données pour les éléments en béton armé à armatures non-adhérentes.

Dispenses de calcul :

1. Pour les classes X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité au sens de la norme. La limite de fissuration est fixée pour des questions esthétiques et peut être traitée de manière moins stricte en l'absence de conditions sur l'aspect.

Il n'y a pas lieu de considérer cette dispense.

2. Dans le cas de dalles en béton armé dans les bâtiments, sollicitées à la flexion sans traction axiale significative, aucune disposition particulière n'est nécessaire pour la maîtrise de la fissuration lorsque l'épaisseur totale de la dalle n'excède pas 200mm et que les spécifications de l'art. 9.3 sont respectées. L'article 9.3 de la NF EN 1992-1 spécifie que la présente clause s'applique aux dalles pleines uni-directionnelles et bi-directionnelles pour lesquelles b et l_{eff} ne sont pas inférieures à 5h.

Ici : $h = 1000$ [mm] $l_{eff} = 5,04$ [m] $b = 2,67$ [m]

Dans ce cadre :

Il n'y a pas lieu de considérer cette dispense.

EUROCODE 2 - DISPENSE DE CALCUL À L'EFFORT TRANCHANT

L'Eurocode 2 intègre un critère de dispense de calcul de vérification de l'effort tranchant. Ce dernier considère notamment la résistance du béton et la géométrie de la section étudiée. Dans le cas d'une dalle, la géométrie est usuellement favorable, du fait de la largeur, et permet de vérifier ce critère, de sorte que la vérification de l'effort tranchant n'aura pas à être menée.

Le critère à vérifier est le suivant : $V_{Ed} \leq 0,5b_w d_v f_{cd}$

Avec, ici :

$b_w = 1000$ [mm] la largeur de la dalle étudiée, ici 1m par construction.
 $d_x = 155,00$ [mm] le bras de levier des aciers tendus dans la section de la dalle portée suivant l'axe X-X.
 $d_y = 165,00$ [mm] le bras de levier des aciers tendus dans la section de la dalle portée suivant l'axe Y-Y.

$v = 0,6(1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0,5712$ [-]

$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8$ [MPa] avec $\gamma_c = 1,5$ et $\alpha_{cc} = 1$

D'où l'effort résistant offrant la dispense de calcul :

- suivant l'axe X-X :

$0,5b_w d_x v f_{cd} = 35414,4$ [daN]

- suivant l'axe Y-Y :

$0,5b_w d_y v f_{cd} = 37699,2$ [daN]

Et, par comparaison des efforts sollicitants et résistants :

- suivant l'axe X-X :

$V_{Ed,x} = 862,07625$ < 35414,4 [daN] **Il n'y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant**

- suivant l'axe Y-Y :

$V_{Ed,y} = 1070,0025$ < 37699,2 [daN] **Il n'y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant**

BAEL 1983 - VÉRIFICATION À L'ÉTAT LIMITE DE COMPRESSION DU BÉTON

Le règlement Béton Armé aux États Limites fut appliqué à partir de 1980 (BAEL 80), modifié en 1983, 1991 et 1999 ; avant d'être officiellement remplacé par l'Eurocode 2 en 2010. Ce règlement intègre une vérification à l'état-limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure qui porte notamment sur une vérification à l'état limite de compression du béton.

Les hypothèses de calcul en section courante sont :

- la conservation de la planéité des sections (principe de Navier-Bernoulli) ;
- l'absence de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures (hypothèse nécessaire dans le cadre de la vérification d'un élément armé de ronds lisses) ;
- le béton et l'acier travaillent dans leurs domaines de comportement élastique linéaire (cette hypothèse procède en fait des deux précédentes, qui expriment la compatibilité des déformations de l'acier et du béton) ;
- le retrait et le fluage du béton est négligé ;
- le coefficient d'équivalence est posé tel que $\alpha = 15$;

Au titre de la présente vérification, il est posé la contrainte de compression admissible du béton telle que $f_{yc} = 0,6f_{ck}$.

Soit ici : $\sigma_{CM} = 0,6.f_{ck}$ 7,2 [MPa]

Il convient de noter que ce critère est repris sans changements dans l'Eurocode 2 s'agissant de la limitation des contraintes à l'ELS.

Le coefficient d'équivalence α est cependant plus favorable ici qu'il n'est dans l'Eurocode 2, de sorte qu'il convient de revenir sur les données géométriques des sections (suivant, respectivement, les axes X-X et Y-Y) :

Il est posé : $\alpha_e =$ 15,00 [-]

Il est rappelé les données géométriques :

- de la SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X :

Hauteur de la section : 180 [mm]

Section d'acier totale : 392,699 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{Gast} =$ 25,00 [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d =$ 155,00 [mm]

La position de l'axe neutre élastique est recalculée suivant la modification du coefficient d'équivalence :

$$z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0 \quad \text{est un polynôme du second degré de coefficients :}$$

$A =$ 500 [mm]

$B =$ 5890,49 [mm²]

$C =$ -913025,36 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta =$ 186074857,87 [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 =$ 37,25 [mm] par rapport à l'extrados.

Soit le moment d'inertie de la section :

$I_{t,x} =$ 98900859,99 [mm⁴] le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X

Il est rappelé le moment sollicitant suivant l'axe X-X :

$M_{SLS,x,carac} =$ 236,7 [daN.m] le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.

Soit finalement la contrainte maximale de compression dans le béton :

$\sigma_{c,x,carac} =$ 0,89 [MPa] la contrainte maximale dans le béton comprimé, suivant l'axe X-X.

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

X-X 12% La dalle vérifie, suivant X-X, l'état limite de compression au sens du BAE 1983

Il est rappelé les données géométriques :

- de la SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y :

Hauteur de la section :	180	[mm]
Section d'acier totale :	785,398	[mm ²]
Position du centre de gravité des aciers tendus :		
z_{Gast} =	15,00	[mm] <i>par rapport à l'intrados.</i>
Bras de levier des aciers tendus :		
d =	165,00	[mm]

La position de l'axe neutre élastique est recalculée suivant la modification du coefficient d'équivalence :

$$z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0 \quad \text{est un polynôme du second degré de coefficients :}$$

A =	500	[mm]
B =	11780,97	[mm ²]
C =	-1943860,45	[mm ³]
Donc de déterminant :		
Δ =	4026512220,71	[mm ⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

z_1 =	51,67	[mm] <i>par rapport à l'extrados.</i>
---------	-------	---------------------------------------

Soit le moment d'inertie de la section :

$I_{1,y}$ =	197293808,3	[mm ⁴] <i>le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y</i>
-------------	-------------	---

Il est rappelé le moment sollicitant suivant l'axe X-X :

$M_{SL,y,carac}$ =	599,5	[daN.m] <i>le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.</i>
--------------------	-------	--

Soit finalement la contrainte maximale de compression dans le béton :

$\sigma_{c,y,carac}$ =	1,57	[MPa] <i>la contrainte maximale dans le béton comprimé, suivant l'axe Y-Y.</i>
------------------------	------	--

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

Y-Y	22%	La dalle vérifie, suivant Y-Y, l'état limite de compression au sens du BAEL 1983
-----	-----	--

BAEL 1983 - MAÎTRISE DE LA FISSURATION

Le règlement du BAE 1983 intègre une approche du béton armé aux États Limites de Service (ELS) fondée sur la maîtrise de la fissuration, dont la philosophie a été conservée, et largement précisée, dans l'Eurocode 2.

Le règlement BAE distingue ainsi trois cas de préjudiciabilité de la fissuration, qui dépendent du rôle de l'ouvrage et de son environnement (paramètres repris dans les Classes d'Exposition de l'Eurocode 2) :

- Fissuration peu préjudiciable (art. A.4.5.32.) lorsque :

- les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations ;
- les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, il n'y a pas lieu de mener une vérification.

- Fissuration préjudiciable (art. A.4.5.33.) lorsque :

- les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Dans ce cadre, il y a lieu de vérifier que :

- la contrainte de traction des armatures ne dépasse pas : $\min(\frac{2}{3}f_{yk}; 150\eta \text{ MPa})$

Avec ici pour rappel :

f_{yk} =	240	[MPa]	
η =	1	[-]	le coefficient de fissuration, égal à l'unité pour les aciers ronds lisses.

Donc : $\min(\frac{2}{3}f_{yk}; 150\eta \text{ MPa}) = 150 \text{ [MPa]}$

Il est rappelé que les contraintes développées dans les aciers tendus valent ici :

$\sigma_{st,x, \text{carac}}$ =	42,96	[MPa]	la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.
$\sigma_{st,y, \text{carac}}$ =	52,69	[MPa]	la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

X-X	29%	La fissuration de la dalle est maîtrisée, suivant ce critère, au sens du BAE 1983
Y-Y	35%	La fissuration de la dalle est maîtrisée, suivant ce critère, au sens du BAE 1983.

- le diamètre des armatures est supérieur ou égal à 6mm :

Il est rappelé que les armatures présentent un diamètre de :

10	[mm]	minimum, suivant l'axe X-X
10	[mm]	minimum, suivant l'axe Y-Y

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

$\Phi_{\min,x}$ =	10	$\geq$	6	Le critère de diamètre est vérifié.
$\Phi_{\min,y}$ =	10	$\geq$	6	Le critère de diamètre est vérifié.

- l'écartement des aciers d'une même nappe est inférieur ou égal à $\min(25 \text{ cm}; 2h)$ = 25 [cm] ici.

pour les dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 40cm.

Ici : $h = 18 \text{ [cm]}$

Donc : Il y a lieu de vérifier le critère.

Il est rappelé que les armatures présentent un écartement de :

$d_{H,x}$ =	20	[cm]
$d_{H,y}$ =	10	[cm]

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

$d_{H,x}$ =	20	$\leq$	25	Le critère d'écartement est vérifié.
$d_{H,y}$ =	10	$\leq$	25	Le critère d'écartement est vérifié.

- Fissuration très préjudiciable (art. A.4.5.34.) lorsque :

- les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cadre, il y a lieu de vérifier que :

1. - la contrainte de traction des armatures ne dépasse pas : $\min(\frac{1}{2} f_{yk}; 110\eta \text{ MPa})$

Avec ici pour rappel :

$f_{yk} = 240$ [MPa]
 $\eta = 1$ [-] le coefficient de fissuration, égal à l'unité pour les aciers ronds lisses.

Donc : $\min(\frac{1}{2} f_{yk}; 110\eta \text{ MPa}) = 110$ [MPa]

Il est rappelé que les contraintes développées dans les aciers tendus valent ici :

$\sigma_{st,x, \text{carac}} = 42,96$ [MPa] la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant
 $\sigma_{st,y, \text{carac}} = 52,69$ [MPa] la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

X-X 39% La fissuration de la dalle est maîtrisée, suivant ce critère, au sens du BAEL 1983
Y-Y 48% La fissuration de la dalle est maîtrisée, suivant ce critère, au sens du BAEL 1983.

2. - le diamètre des armatures est supérieur ou égal à 8mm :

Il est rappelé que les armatures présentent un diamètre de :

10 [mm] minimum, suivant l'axe X-X
10 [mm] minimum, suivant l'axe Y-Y

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

$\phi_{\min,x} = 10$ $\geq$ 8 Le critère de diamètre est vérifié.
 $\phi_{\min,y} = 10$ $\geq$ 8 Le critère de diamètre est vérifié.

3. - l'écartement des aciers d'une même nappe est inférieur ou égal à $\min(20 \text{ cm}; 1,5h) = 20$ [cm] ici.
pour les dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 40cm.

Ici : $h = 18$ [cm]

Donc : Il y a lieu de vérifier le critère.

Il est rappelé que les armatures présentent un écartement de :

$d_{H,x} = 20$ [cm]
 $d_{H,y} = 10$ [cm]

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

$d_{H,x} = 20$ $\leq$ 20 Le critère d'écartement est vérifié.
 $d_{H,y} = 10$ $\leq$ 20 Le critère d'écartement est vérifié.

CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913 - VÉRIFICATION D'UNE PIÈCE FLÉCHIE

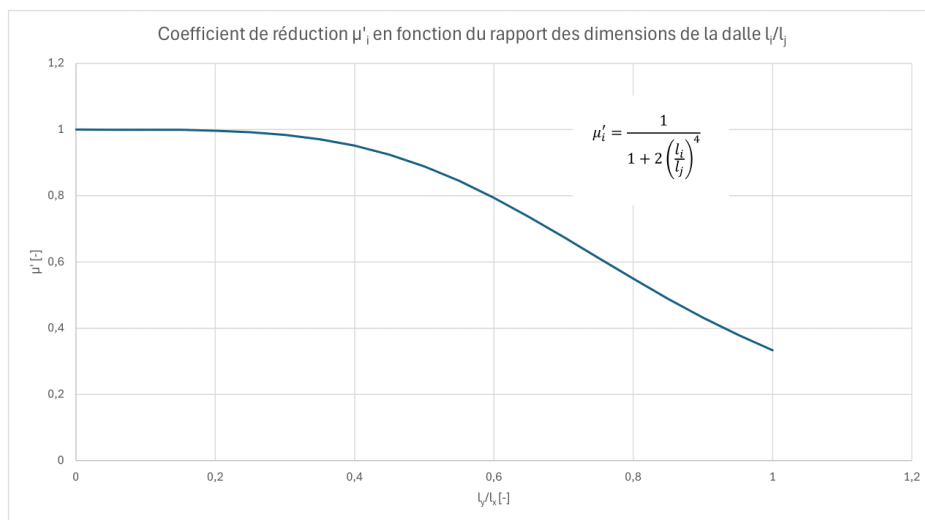
La circulaire du 13 janvier 1913 reprenait et précisait les dispositions de la note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906, qui constituaient les premiers règlements de calcul du béton armé. Les précisions apportées en 1913 étaient motivées par l'observation de désordres justifiant renforcements a posteriori, dans des ouvrages qui répondaient pourtant aux exigences des règlements antérieurs.

Il convient de noter, tout d'abord, que la circulaire du 13 janvier 1913 fait état de dispositions relatives au calcul des sollicitations qui diffèrent des modes de calculs modernes.

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

$L_x = 5,04$ [m]
 $L_y = 2,67$ [m]

La circulaire du 13 janvier 1913 introduit un coefficient de réduction du moment de flexion maximal, atteint à mi-portée dans les deux directions :



Ce coefficient s'applique aux dalles appuyées sur quatre côtés, sans que la circulaire ne fournisse de critère permettant de distinguer une dalle appuyée sur deux côtés d'une dalle appuyée sur quatre côtés.

Dans ce cadre, le critère moderne est repris et il est donc rappelé que, ici :

La dalle étudiée est une dalle sur **4** appuis.

Donc : $\mu'_x = 0,038$ [-] FAUX
 $\mu'_y = 0,864$ [-] FAUX

La circulaire du 13 janvier 1913 dirige, en première approche, l'étude en direction d'une dalle partiellement encastrée à ses appuis.

Considérant le caractère favorable de cette hypothèse au sens des moments de flexion dimensionnants et la difficulté de démontrer systématiquement la réalité de la mise en oeuvre de ces encastresments il sera considéré que la dalle est simplement appuyée.

Les moments de flexion sont donc, aux ELS caractéristiques et suivant les dispositions de la circulaire de 1913 :

$M_{SLS,x,carac} = 105,3$ [daN.m]
 $M_{SLS,y,carac} = 673,6$ [daN.m]

Il convient désormais de vérifier les sections à mi-travée dans les deux directions. La circulaire du 13 janvier 1913 engage, pour ce faire, une approche de l'effort moyen F de compression développé dans le béton et de traction développé dans l'acier.

Cette approche est partiellement fondée sur une approche simplifiée de la répartition des contraintes dans la section sollicitée ainsi que, de façon générale, sur l'ensemble des hypothèses déjà citées, s'agissant notamment de la compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui engage le respect du principe de Navier-Bernoulli ainsi que le maintient en domaine de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier).

- Vérification suivant l'axe X-X au sens de la circulaire du 13 janvier 1913 :

Soit la section nette de béton $A_c = 179607$ [mm²]
Soit la section nette d'acier $A_s = 392,70$ [mm²]

Soit le taux d'armature de la section : 0,22%

La section est faiblement armée au sens de la circulaire.

Soit le bras de levier des aciers tendus $d_x = 155,00$ [mm] *par rapport à l'extrados.*

Le règlement donne la position de l'axe neutre (par rapport à l'extrados) en fonction du taux d'armature :

$z_{1,x} = 51,7$ [mm] ($= d_x/3$)

Il est considéré que la résultante des contraintes de compression s'applique au tiers de la distance séparant cet axe neutre de l'extrados :

$z_{F,x} = 17,2$ [mm] *par rapport à l'extrados.*

La distance qui sépare la résultante des contraintes de compression (béton) de celle des contraintes de traction (acier) vaut donc :

$h' = 137,8$ [mm]

Soit enfin le moment sollicitant la section (sous combinaison caractéristique) :

$M_{SL,S,x,carac} = 105,3$ [daN.m] *le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.*

Il vient donc l'effort moyen de compression développé dans le béton et de traction développé dans l'acier :

$F = 764,043$ [daN]

Soit la section de béton comprimée :

$A_c = 51666,7$ [mm²]

Soit la section d'aciers tendus :

$A_{st} = 392,70$ [mm²]

La contrainte de compression moyenne développée dans le béton vaut donc :

$\sigma_c = 0,15$ [MPa]

La contrainte de traction moyenne développée dans l'acier vaut donc :

$\sigma_{st} = 19,46$ [MPa]

Il est rappelé que la circulaire du 13 janvier 1913 fixait les limites admissibles pour les contraintes moyennes telles que :

Béton : $f_{cd} = 2,20$ [MPa] **Acier :** $f_{sd} = 117,72$ [MPa]

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

Béton	7%	La compression moyenne du béton demeure inférieure à la limite admissible.
Acier	17%	La traction moyenne de l'acier demeure inférieure à la limite admissible.

- Vérification suivant l'axe Y-Y au sens de la circulaire du 13 janvier 1913 :

Soit la section nette de béton $A_c = 179607$ [mm²]
Soit la section nette d'acier $A_{st} = 785,40$ [mm²]

Soit le taux d'armature de la section : 0,44%

La section est faiblement armée au sens de la circulaire.

Soit le bras de levier des aciers tendus $d_y = 165,00$ [mm] *par rapport à l'extrados.*

Le règlement donne la position de l'axe neutre (par rapport à l'extrados) en fonction du taux d'armature :

$z_{1,y} = 55,0$ [mm] ($= d_y/3$)

Il est considéré que la résultante des contraintes de compression s'applique au tiers de la distance séparant cet axe neutre de l'extrados :

$z_{F,y} = 18,3$ [mm] *par rapport à l'extrados.*

La distance qui sépare la résultante des contraintes de compression (béton) de celle des contraintes de traction (acier) vaut donc :

$h' = 146,7$ [mm]

Soit enfin le moment sollicitant la section (sous combinaison caractéristique) :

$M_{SLS,y,carac} = 673,6$ [daN.m] *le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.*

Il vient donc l'effort moyen de compression développé dans le béton et de traction développé dans l'acier :

$F = 4592,81$ [daN]

Soit la section de béton comprimée :

$A_c = 55000,0$ [mm²]

Soit la section d'aciers tendus :

$A_{st} = 785,40$ [mm²]

La contrainte de compression moyenne développée dans le béton vaut donc :

$\sigma_c = 0,84$ [MPa]

La contrainte de traction moyenne développée dans l'acier vaut donc :

$\sigma_{st} = 58,48$ [MPa]

Il est rappelé que la circulaire du 13 janvier 1913 fixait les limites admissibles pour les contraintes moyennes telles que :

Béton : $f_{cd} = 2,20$ [MPa] **Acier :** $f_{sd} = 117,72$ [MPa]

VÉRIFICATION DU CRITÈRE :

Béton 38% La compression moyenne du béton demeure inférieure à la limite admissible.
Acier 50% La traction moyenne de l'acier demeure inférieure à la limite admissible.

CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913 - CONSIDÉRATIONS RELATIVES À L'EFFORT TRANCHANT

"Avec les surcharges ordinaires des planchers, il ne sera pas nécessaire de vérifier la résistance du béton à l'effort de cisaillement vertical, étant donnée la section relativement considérable du hourdis. On pourra de même se dispenser de vérifier la résistance des étriers à l'effort de cisaillement longitudinal et la résistance de l'armature longitudinale au glissement, tant que les barres de cette armature auront les faibles diamètres usités généralement pour les hourdis."

5.2.2 Plancher bas du R+1 - bureau de l'angle sud-ouest - SD4

Le plancher concerné est étudié comme une dalle en béton armé de 160mm d'épaisseur. Les données relatives aux armatures (diamètres, espacements, enrobages) sont fondées sur les résultats du sondage destructif SD4. Le plancher présente un parquet massif, réputé posé sur des lambourdes et un horizon de remplissage. Le plancher étudié reprend, à l'état existant, des cloisons ainsi que des équipements suspendus en sous-face. La charge permanente additionnelle issue de ces éléments est retenue telle que :

Parquet massif 20mm + remplissage sable 50mm :

$$G'_1 = 25 \text{ daN.m}^{-2}$$

Divers suspendus et faux-plafonds :

$$G'_2 = 50 \text{ daN.m}^{-2}$$

Cloisons :

$$G'_3 = 100 \text{ daN.m}^{-2}$$

Soit les charges permanentes additionnelles :

$$G' = 175 \text{ daN.m}^{-2}$$

Le local concerné était exploité comme un bureau et il n'est pas prévu d'en changer la destination. La charge d'exploitation qui en résulte est retenue telle que :

Charge d'exploitation (bureaux) :

$$Q = 250 \text{ daN.m}^{-2}$$

La localisation et la géométrie du plancher étudié sont données ci-après. Il est figuré le plancher haut, afin de faire apparaître les appuis de la dalle étudiée :

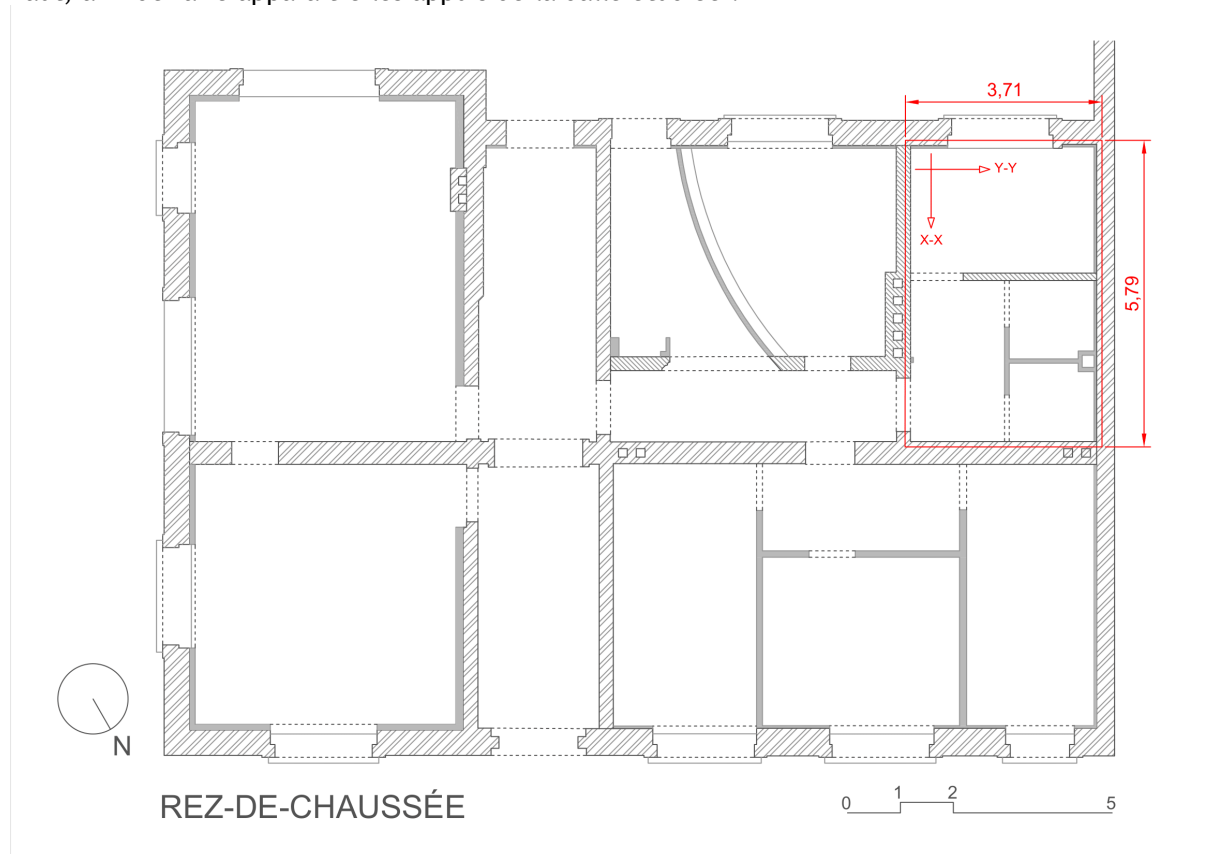


Figure 15 : Plan du plancher étudié - ici plancher haut du RDC - local de l'angle sud-ouest.

VÉRIFICATION D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ D'ACIERS RONDS LISSES | 1900 - 1950 env.

La note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906 constituent les premiers règlements de calcul du béton armé français. Ces documents ont fourni la base initiale des calculs de dimensionnement et de vérification des ouvrages, notamment à l'intention des ingénieurs publics ou militaires chargés, dans le cadre de l'attribution de marchés, de vérifier les propositions d'entreprises de travaux qui se spécialisaient alors, progressivement, dans ce nouveau procédé constructif.

Le Directeur du Génie au Ministère de la Guerre, Georges Chevalier, fit cependant le constat, dès 1913, que des désordres, justifiant la mise en oeuvre de renforcements a posteriori, étaient apparus dans des ouvrages qui satisfaisaient pourtant aux dispositions des notes de 1903 et 1906. Il fit ainsi rédiger une nouvelle circulaire, dite du 13 janvier 1913, afin de préciser les règles de vérification des ouvrages en béton couramment réalisés dans le bâtiment afin que les ingénieurs militaires des services locaux du Génie disposent d'un cadre de calcul actualisé.

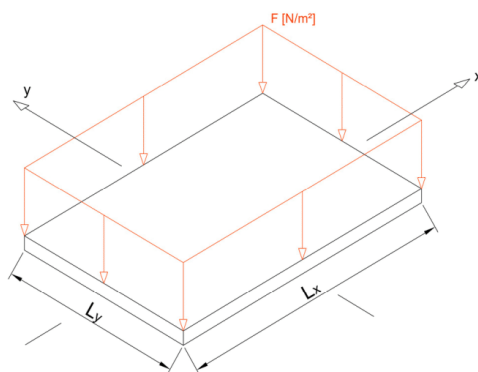
Il convient de noter, d'une part, que la circulaire du 13 janvier 1913 est restée en vigueur, associée à la circulaire de 1906, jusqu'à la publication de la circulaire du 19 juillet 1934. D'autre part, il apparaît que les armatures mises en oeuvre à partir du début du XX^{ème} siècle, et ceci jusque dans les années 1950, étaient des aciers ronds lisses. Leurs diamètres n'étaient pas normalisés.

La présente note de calcul détaille, ainsi, la vérification d'une dalle en béton armé d'aciers ronds lisses, dont la construction est attribuable à la période 1900-1950. Il convient de relever d'emblée que les aciers ronds lisses ne présentent pas les propriétés d'adhérence qui font la particularité des aciers "modernes", agréés et commercialisés à partir de la fin des années 1950. Dans ce cadre, il s'impose de vérifier la dalle aux États Limites de Service uniquement, car une vérification à la rupture, c'est-à-dire aux États Limites Ultimes, convoque la limite de rupture du béton ou de l'acier et donc un passage dans le domaine de comportement plastique de l'un de ces deux matériaux au moins. Ce passage dans le domaine plastique contrevient cependant, en l'absence d'adhérence des aciers, au principe de compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui repose sur la possibilité d'appliquer la loi de Hooke, c'est-à-dire de travailler dans les domaines de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier), principe qui se trouve au fondement du comportement mécanique du béton armé.

Seront ainsi vérifiées aux ELS, ci-après, les sections les plus sollicitées d'une dalle soumise à un chargement uniformément réparti au sens de la norme NF EN 1992-1 (Eurocode 2). Afin d'éviter une analyse strictement anachronique il est également mené une vérification suivant certains règlements antérieurs : BAEL 1983 et Circulaire du 13 janvier 1913.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES INITIALES

La dalle étudiée est réputée simplement appuyée sur ses bords et soumise à un chargement surfacique uniformément réparti. Soit la situation étudiée telle que :



Il est posé, par convention : $L_x \geq L_y$

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

L_x =	5,79	[m]
L_y =	3,71	[m]

Coefficient géométrique :

α =	0,64	[-]	Le respect de la convention susmentionnée impose $\alpha \leq 1$
------------	------	-----	--

Il apparaît que $\alpha \geq 0,4$

La dalle étudiée est donc une dalle sur 4 appuis.

CHARGEMENT

Géométrie de la dalle - poids propre :

Largeur étudiée : 1 [m] Largeur courante.
Épaisseur : 0,16 [m]

Poids propre de la dalle :

G = 400 [daN/m²]

Charges permanentes additionnelles :

- Cloisons : 100 [daN/m²]
- Revêtement de sol : 25 [daN/m²] Carrelage, lino, parquet et lambourdes, chape sèche ou liquide...
- Divers suspendus : 50 [daN/m²] Faux-plafond, réseaux, éclairage...
G' = 175 [daN/m²]

Charge d'exploitation - la dalle étudiée se trouve dans un/une :

Bureau

Catégorie : B

Q = 250 [daN/m²]

SOLLICITATIONS - ÉTATS LIMITES DE SERVICE CARACTÉRISTIQUES

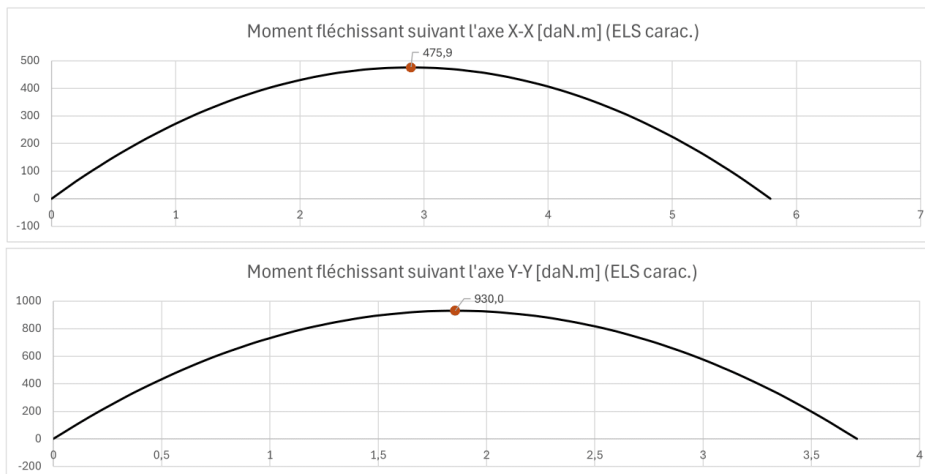
La présente note de calcul détaille la vérification de la dalle selon qu'elle est sur deux ou quatre appuis simple. Cette donnée initiale a en effet une influence sur l'intensité des sollicitations retenues pour le calcul.

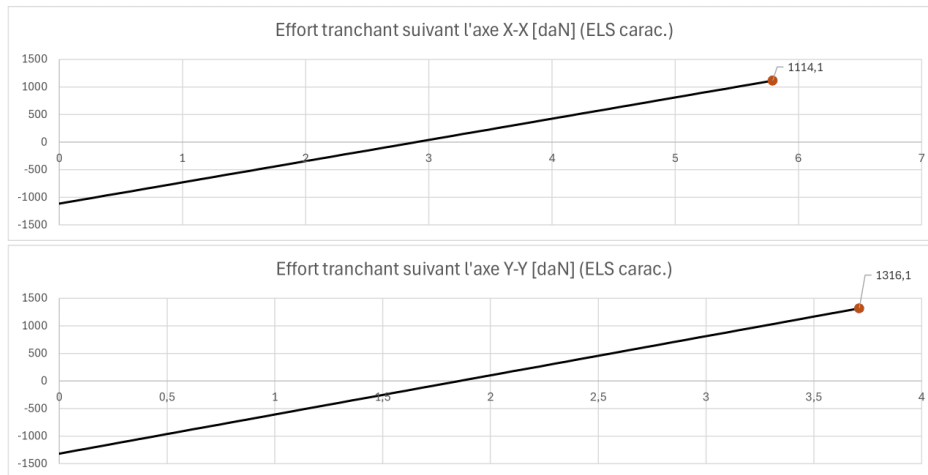
Si la dalle est sur 2 appuis ($L_y < 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier une poutre équivalente de portée L_y et de largeur 1m ;
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée et vaut : $pl^2/8$ [N.m] ;
- L'effort tranchant maximal est atteint à l'appui et vaut : $pl/2$ [N] ;

Si la dalle est sur 4 appuis ($L_y \geq 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier deux poutres équivalentes de portées respectives L_x et L_y et toutes deux de largeur 1m ;
- La dalle se comporte de facto comme une plaque, dans laquelle les sollicitations sont connues et dépendent de la géométrie ;
- Considérant le caractère usuel du système étudié ici (dalle rectangulaire chargée uniformément), la dépendance des sollicitations à la géométrie est traduite par l'application d'un coefficient modificatif μ_x (resp. μ_y) et γ_x (resp. γ_y) fonction du coefficient géométrique α .
- La relation de μ_x (resp. μ_y) γ_x (resp. γ_y) à α est donnée dans une abaque.
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée dans les deux cas et vaut :
 $M_y = \mu_y \cdot p \cdot L_y^2$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $M_x = \mu_x \cdot M_y$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;
- L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis, au centre des côtés, et vaut :
 $V_y = \gamma_y \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $V_x = \gamma_x \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;





CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - APPROCHE MODERNE

Béton

Classe de résistance :

C12/15

Il sera montré ci-après que le choix d'un béton moderne, même de classe de résistance la plus faible, constitue une hypothèse particulièrement favorable devant laquelle il conviendra de se montrer spécialement critique

$f_{ck} =$

12

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,c} =$

27

[GPa]

Acier

Limite d'élasticité de l'acier de béton armé :

$f_{yk} =$

240

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,s} =$

200

[GPa]

Coefficient d'équivalence :

Dans le cas d'actions de longue durée, il est retenu le tiers du module d'élasticité de calcul $E_{cm,c}$ afin de considérer l'effet du fluage du béton.

$\alpha_e =$

22,22

[-]

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - SUIVANT LA CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913

La circulaire du 13 janvier 1913 développe une approche des éléments en béton fléchis fondée sur l'étude d'un effort moyen développé dans le béton comprimé et les aciers tendus. À ce titre, les résistances de calcul du béton et de l'acier devant ces efforts moyens sont leurs limites élastiques respectives, réduites d'un coefficient de sécurité égal à 2.

Il apparaît que l'absence de normalisation et la simplicité générale des procédés d'élaboration du béton (absence d'adjuvants, faible maîtrise du squelette granulaire ou des exigences de mise en œuvre) comme de l'acier (faible maîtrise des taux de carbone ou des procédés de laminage) avaient conduit le rédacteur de ce règlement à considérer des limites élastiques faibles devant les caractéristiques modernes de ces matériaux.

Béton :

La circulaire du 13 janvier 1913 retient les limites élastiques du béton telles que :

$f_{yc} =$

44,8

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,39

[MPa]

pour un béton dosé à 300kg de ciment.

$f_{yc} =$

50,4

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,94

[MPa]

pour un béton dosé à 350kg de ciment.

Acier :

$f_{yk} =$

24

[kgf/mm²]

soit

$f_{yk} =$

235,44

[MPa]

Nota : La circulaire du 13 janvier 1913 retient également la limite élastique du fer puddlé ($f_y = 9 \text{ kgf/mm}^2$ soit 177 MPa env.).

En l'absence de données relatives au dosage en ciment du béton mis en œuvre dans la dalle étudiée il sera retenu ici une limite élastique $f_{yc} = 4,39 \text{ MPa}$.

Limites de calcul :

Dans le cadre d'une approche des efforts moyens développés dans la section il est appliqué, au sens de la circulaire du 13 janvier 1913, un coefficient de sécurité 2 sur les limites élastiques susmentionnées. Il sera donc retenu les limites de calcul :

Béton :

$f_{cd} =$

2,20

[MPa]

Acier :

$f_{sd} =$

117,72

[MPa]

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 785,398 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 20,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 140,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 17453,29 [mm²]

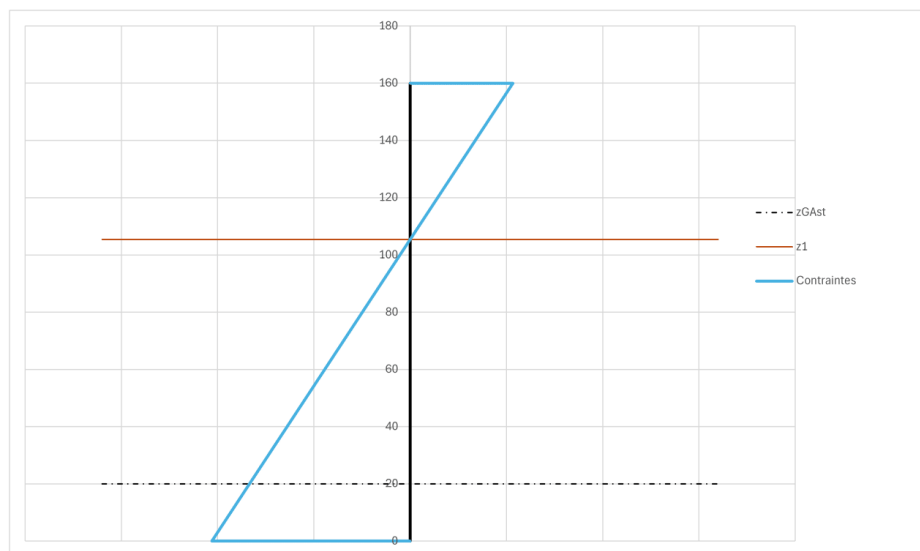
C = -2443460,95 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 5191539325,37$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 54,60$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 5 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0,000 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 392,699 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 10,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 150,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 8726,65 [mm²]

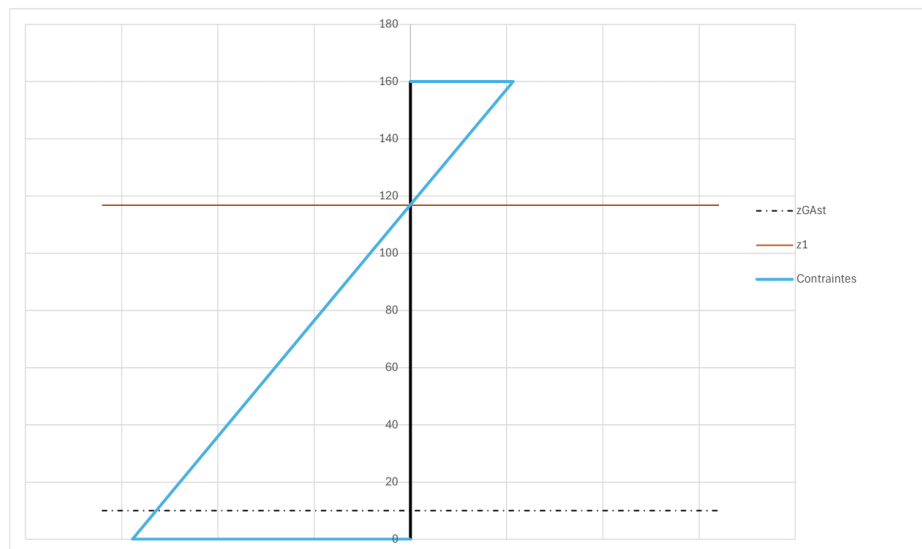
C = -1308996,94 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 2694148232,94$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 43,18$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe Y-Y.

EUROCODE 2 - VÉRIFICATION DE LA FLEXION AUX E.L.S - LIMITATION DES CONTRAINTES

Le principe de la vérification d'un élément de béton armé en flexion se fonde, dans l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1), aux ELS, sur la limitation des contraintes admissibles dans l'acier et dans le béton. Cette limitation traduit des exigences physiques, visant notamment à réduire l'apparition de pathologies liées à la fissuration du béton. Cette vérification traduit donc, essentiellement, une exigence de durabilité.

Limitation des contraintes dans le béton :

Pour éviter la fissuration du béton ($k_1 = 0,60$) :

$$\sigma_{CM} = k_1 \cdot f_{ck} \quad 7,2 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Pour admettre la linéarité du fluage du béton ($k_2 = 0,45$) :

$$\sigma_{CM} = k_2 \cdot f_{ck} \quad 5,4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison quasi-permanente.}$$

Limitation des contraintes de traction dans l'acier :

Pour éviter la déformation/fissuration inacceptable ($k_3 = 0,8$) :

$$\sigma_{SMS} = k_3 \cdot f_{yk} \quad 192 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Soient les moments sollicitants la dalle tels que calculés ci-dessus :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q

$$M_{SLS,x,carac} = 475,9 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,carac} = 930,0 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q avec $\psi_2 = 0,3$ suivant la catégorie d'exploitation.

$$M_{SLS,x,qp} = 374,9 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,qp} = 732,7 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe Y-Y.}$$

Soient les moments d'inertie des sections de dalle :

$$I_{1,x} = 181546766,8 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X}$$

$$I_{1,y} = 126412053,7 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y}$$

Soient finalement les contraintes dans les sections, sous combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q :

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,carac} = 1,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{c,y,carac} = 3,18 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- les contraintes maximales développées dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st,x,carac} = 49,75 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{st,y,carac} = 174,64 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,qp} = 1,13 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS quasi-permanents.}$$

$$\sigma_{c,y,qp} = 2,50 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS quasi-permanents.}$$

VÉRIFICATION DES CRITÈRES :

Pour éviter la fissuration du béton :

X-X	19,88%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	44,12%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour admettre la linéarité du fluage du béton :

X-X	20,88%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	46,35%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour éviter la déformation inacceptable de l'élément :

X-X	25,91%	La dalle portée suivant l'axe X-X présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	90,96%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.

5.2.3 Plancher bas du R+1 - bureau de l'angle nord-est - SD3

Le plancher concerné est étudié comme une dalle en béton armé de 160mm d'épaisseur. Les données relatives aux armatures (diamètres, espacements, enrobages) sont fondées sur les résultats du sondage destructif SD3. Le plancher présente une strate de linoléum, réputée posée sur une chape armée. Le plancher étudié reprend, à l'état existant, des cloisons ainsi que des équipements suspendus en sous-face. La charge permanente additionnelle issue de ces éléments est retenue telle que :

Linoléum 2mm + chape armée 70mm :

$$G'_1 = 2500 * 0,07 = 175 \text{ daN.m}^{-2}$$

Divers suspendus et faux-plafonds :

$$G'_2 = 50 \text{ daN.m}^{-2}$$

Cloisons :

$$G'_3 = 100 \text{ daN.m}^{-2}$$

Soit les charges permanentes additionnelles :

$$G' = 325 \text{ daN.m}^{-2}$$

Le local concerné était exploité comme un bureau et il n'est pas prévu d'en changer la destination. La charge d'exploitation qui en résulte est retenue telle que :

Charge d'exploitation (bureaux) :

$$Q = 250 \text{ daN.m}^{-2}$$

La localisation et la géométrie du plancher étudié sont données ci-après. Il est figuré le plancher haut, afin de faire apparaître les appuis de la dalle étudiée :

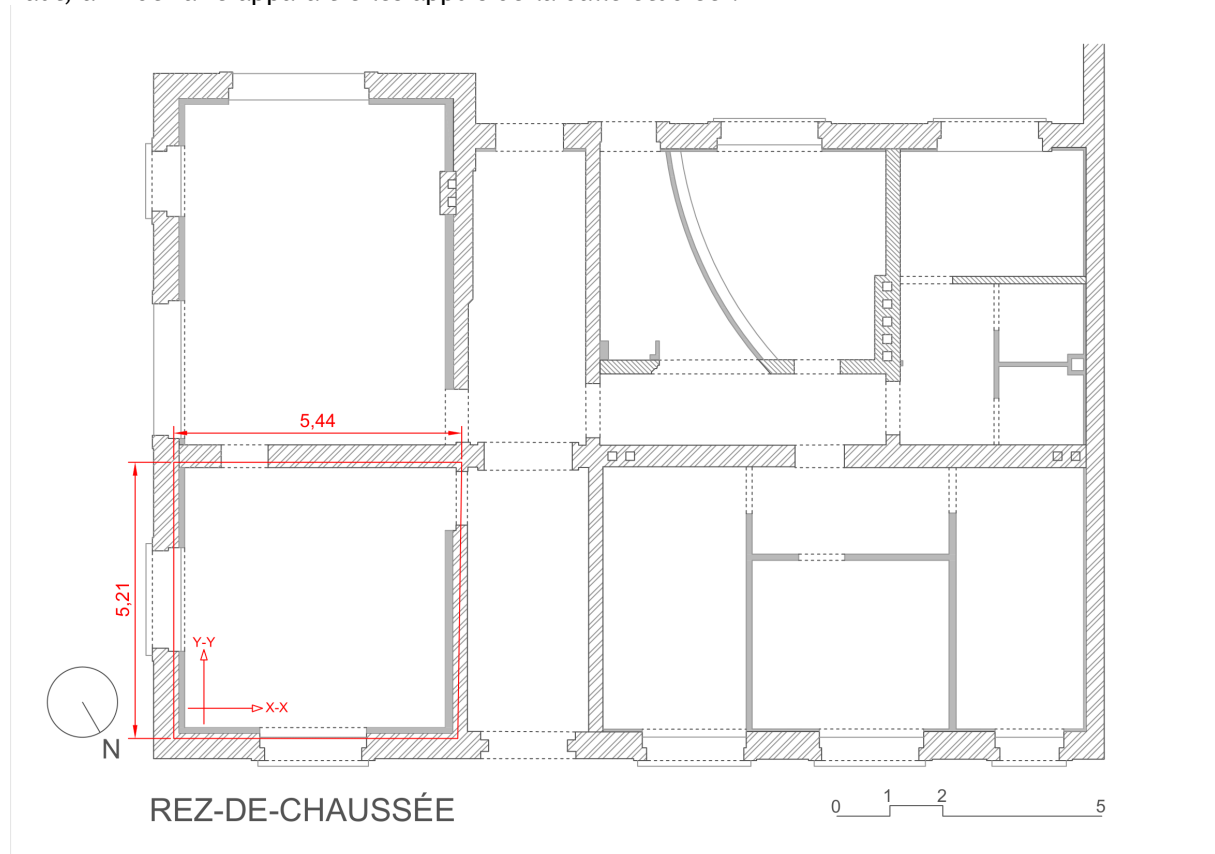


Figure 16 : Plan du plancher étudié - ici plancher haut du RDC - local de l'angle nord-est.

VÉRIFICATION D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ D'ACIERS RONDS LISSES | 1900 - 1950 env.

La note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906 constituent les premiers règlements de calcul du béton armé français. Ces documents ont fourni la base initiale des calculs de dimensionnement et de vérification des ouvrages, notamment à l'intention des ingénieurs publics ou militaires chargés, dans le cadre de l'attribution de marchés, de vérifier les propositions d'entreprises de travaux qui se spécialisaient alors, progressivement, dans ce nouveau procédé constructif.

Le Directeur du Génie au Ministère de la Guerre, Georges Chevalier, fit cependant le constat, dès 1913, que des désordres, justifiant la mise en oeuvre de renforcements a posteriori, étaient apparus dans des ouvrages qui satisfaisaient pourtant aux dispositions des notes de 1903 et 1906. Il fit ainsi rédiger une nouvelle circulaire, dite du 13 janvier 1913, afin de préciser les règles de vérification des ouvrages en béton couramment réalisés dans le bâtiment afin que les ingénieurs militaires des services locaux du Génie disposent d'un cadre de calcul actualisé.

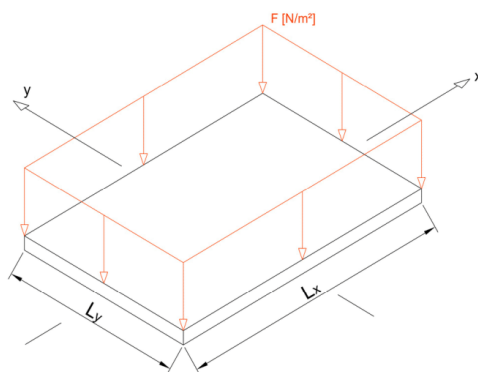
Il convient de noter, d'une part, que la circulaire du 13 janvier 1913 est restée en vigueur, associée à la circulaire de 1906, jusqu'à la publication de la circulaire du 19 juillet 1934. D'autre part, il apparaît que les armatures mises en oeuvre à partir du début du XX^{ème} siècle, et ceci jusque dans les années 1950, étaient des aciers ronds lisses. Leurs diamètres n'étaient pas normalisés.

La présente note de calcul détaille, ainsi, la vérification d'une dalle en béton armé d'aciers ronds lisses, dont la construction est attribuable à la période 1900-1950. Il convient de relever d'emblée que les aciers ronds lisses ne présentent pas les propriétés d'adhérence qui font la particularité des aciers "modernes", agréés et commercialisés à partir de la fin des années 1950. Dans ce cadre, il s'impose de vérifier la dalle aux États Limites de Service uniquement, car une vérification à la rupture, c'est-à-dire aux États Limites Ultimes, convoque la limite de rupture du béton ou de l'acier et donc un passage dans le domaine de comportement plastique de l'un de ces deux matériaux au moins. Ce passage dans le domaine plastique contrevient cependant, en l'absence d'adhérence des aciers, au principe de compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui repose sur la possibilité d'appliquer la loi de Hooke, c'est-à-dire de travailler dans les domaines de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier), principe qui se trouve au fondement du comportement mécanique du béton armé.

Seront ainsi vérifiées aux ELS, ci-après, les sections les plus sollicitées d'une dalle soumise à un chargement uniformément réparti au sens de la norme NF EN 1992-1 (Eurocode 2). Afin d'éviter une analyse strictement anachronique il est également mené une vérification suivant certains règlements antérieurs : BAEL 1983 et Circulaire du 13 janvier 1913.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES INITIALES

La dalle étudiée est réputée simplement appuyée sur ses bords et soumise à un chargement surfacique uniformément réparti. Soit la situation étudiée telle que :



Il est posé, par convention : $L_x \geq L_y$

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

L_x =	5,44	[m]
L_y =	5,21	[m]

Coefficient géométrique :

α =	0,96	[-]	Le respect de la convention susmentionnée impose $\alpha \leq 1$
------------	------	-----	--

Il apparaît que $\alpha \geq 0,4$

La dalle étudiée est donc une dalle sur 4 appuis.

CHARGEMENT

Géométrie de la dalle - poids propre :

Largeur étudiée : 1 [m] Largeur courante.
Épaisseur : 0,16 [m]

Poids propre de la dalle :

G = 400 [daN/m²]

Charges permanentes additionnelles :

- Cloisons : 100 [daN/m²]
- Revêtement de sol : 175 [daN/m²] Carrelage, lino, parquet et lambourdes, chape sèche ou liquide...
- Divers suspendus : 50 [daN/m²] Faux-plafond, réseaux, éclairage...
G' = 325 [daN/m²]

Charge d'exploitation - la dalle étudiée se trouve dans un/une :

Bureau

Catégorie : B

Q = 250 [daN/m²]

SOLLICITATIONS - ÉTATS LIMITES DE SERVICE CARACTÉRISTIQUES

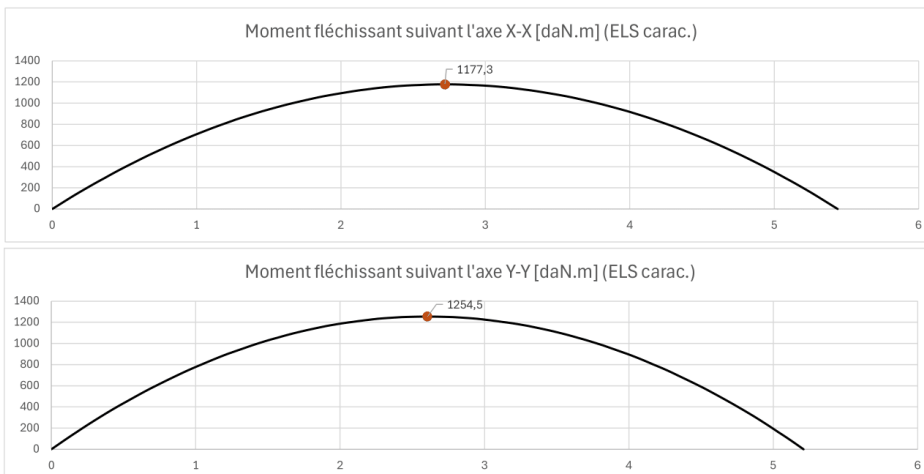
La présente note de calcul détaille la vérification de la dalle selon qu'elle est sur deux ou quatre appuis simple. Cette donnée initiale a en effet une influence sur l'intensité des sollicitations retenues pour le calcul.

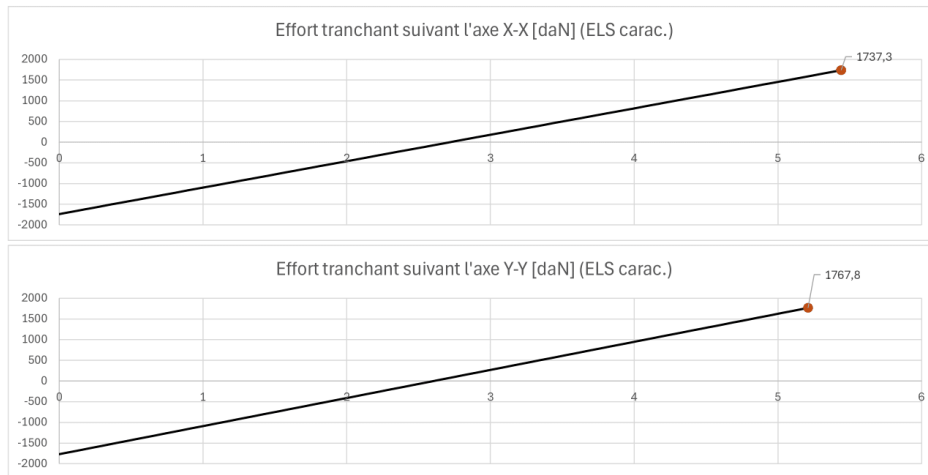
Si la dalle est sur 2 appuis ($L_y < 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier une poutre équivalente de portée L_y et de largeur 1m ;
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée et vaut : $pl^2/8$ [N.m] ;
- L'effort tranchant maximal est atteint à l'appui et vaut : $pl/2$ [N] ;

Si la dalle est sur 4 appuis ($L_y \geq 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier deux poutres équivalentes de portées respectives L_x et L_y et toutes deux de largeur 1m ;
- La dalle se comporte de facto comme une plaque, dans laquelle les sollicitations sont connues et dépendent de la géométrie ;
- Considérant le caractère usuel du système étudié ici (dalle rectangulaire chargée uniformément), la dépendance des sollicitations à la géométrie est traduite par l'application d'un coefficient modificatif μ_x (resp. μ_y) et γ_x (resp. γ_y) fonction du coefficient géométrique α .
- La relation de μ_x (resp. μ_y) γ_x (resp. γ_y) à α est donnée dans une abaque.
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée dans les deux cas et vaut :
 $M_y = \mu_y \cdot p \cdot L_y^2$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $M_x = \mu_x \cdot M_y$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;
- L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis, au centre des côtés, et vaut :
 $V_y = \gamma_y \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $V_x = \gamma_x \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;





CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - APPROCHE MODERNE

Béton

Classe de résistance :

C12/15

Il sera montré ci-après que le choix d'un béton moderne, même de classe de résistance la plus faible, constitue une hypothèse particulièrement favorable devant laquelle il conviendra de se montrer spécialement critique

$f_{ck} =$

12

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,c} =$

27

[GPa]

Acier

Limite d'élasticité de l'acier de béton armé :

$f_{yk} =$

240

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,s} =$

200

[GPa]

Coefficient d'équivalence :

Dans le cas d'actions de longue durée, il est retenu le tiers du module d'élasticité de calcul $E_{cm,c}$ afin de considérer l'effet du fluage du béton.

$\alpha_e =$

22,22

[-]

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - SUIVANT LA CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913

La circulaire du 13 janvier 1913 développe une approche des éléments en béton fléchis fondée sur l'étude d'un effort moyen développé dans le béton comprimé et les aciers tendus. À ce titre, les résistances de calcul du béton et de l'acier devant ces efforts moyens sont leurs limites élastiques respectives, réduites d'un coefficient de sécurité égal à 2.

Il apparaît que l'absence de normalisation et la simplicité générale des procédés d'élaboration du béton (absence d'adjuvants, faible maîtrise du squelette granulaire ou des exigences de mise en œuvre) comme de l'acier (faible maîtrise des taux de carbone ou des procédés de laminage) avaient conduit le rédacteur de ce règlement à considérer des limites élastiques faibles devant les caractéristiques modernes de ces matériaux.

Béton :

La circulaire du 13 janvier 1913 retient les limites élastiques du béton telles que :

$f_{yc} =$

44,8

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,39

[MPa]

pour un béton dosé à 300kg de ciment.

$f_{yc} =$

50,4

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,94

[MPa]

pour un béton dosé à 350kg de ciment.

Acier :

$f_{yk} =$

24

[kgf/mm²]

soit

$f_{yk} =$

235,44

[MPa]

Nota : La circulaire du 13 janvier 1913 retient également la limite élastique du fer puddlé ($f_y = 9 \text{ kgf/mm}^2$ soit 177 MPa env.).

En l'absence de données relatives au dosage en ciment du béton mis en œuvre dans la dalle étudiée il sera retenu ici une limite élastique $f_{yc} = 4,39 \text{ MPa}$.

Limites de calcul :

Dans le cadre d'une approche des efforts moyens développés dans la section il est appliqué, au sens de la circulaire du 13 janvier 1913, un coefficient de sécurité 2 sur les limites élastiques susmentionnées. Il sera donc retenu les limites de calcul :

Béton :

$f_{cd} =$

2,20

[MPa]

Acier :

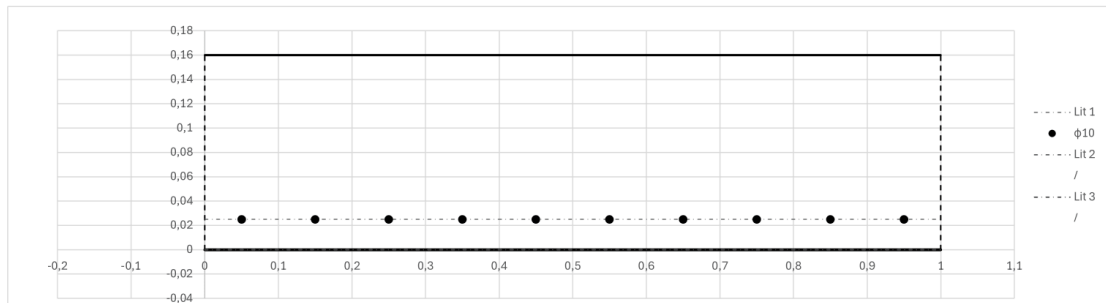
$f_{sd} =$

117,72

[MPa]

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

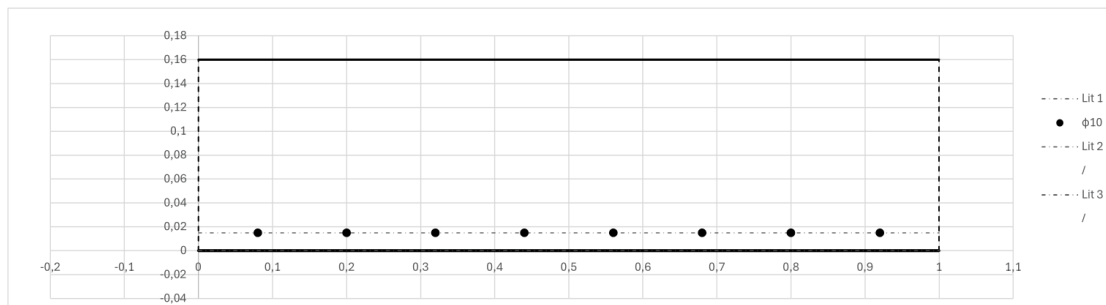
Aciers - lit n°1 :	φ10	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	10	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	20	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe Y-Y.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Aciers - lit n°1 :	φ10	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	10	[mm]
Espacement horizontal :	120	[mm]
Enrobage :	10	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 785,398 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 25,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 135,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression :

$$z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 17453,29 [mm²]

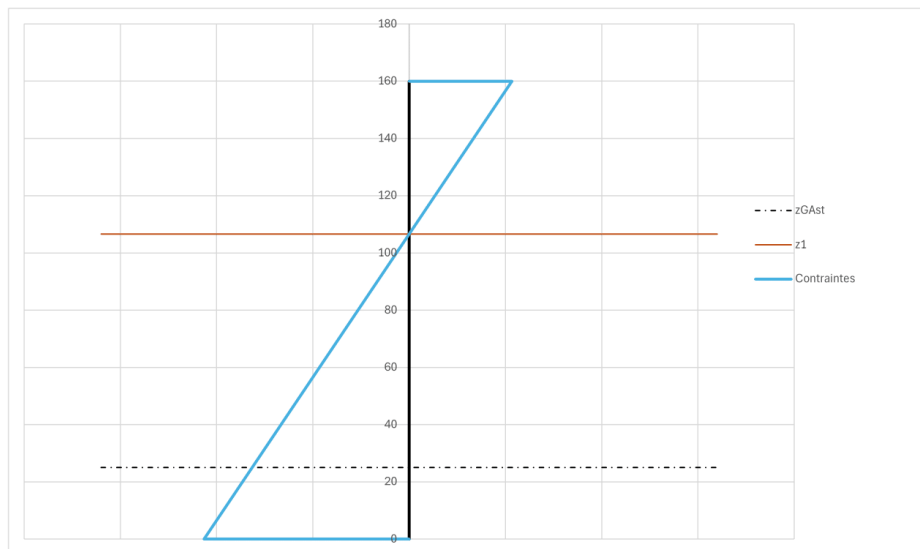
C = -2356194,49 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 5017006400,17$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 53,38$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 78,540 [mm²]
- nombre : 8 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0,000 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 628,319 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 15,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 145,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 13962,63 [mm²]

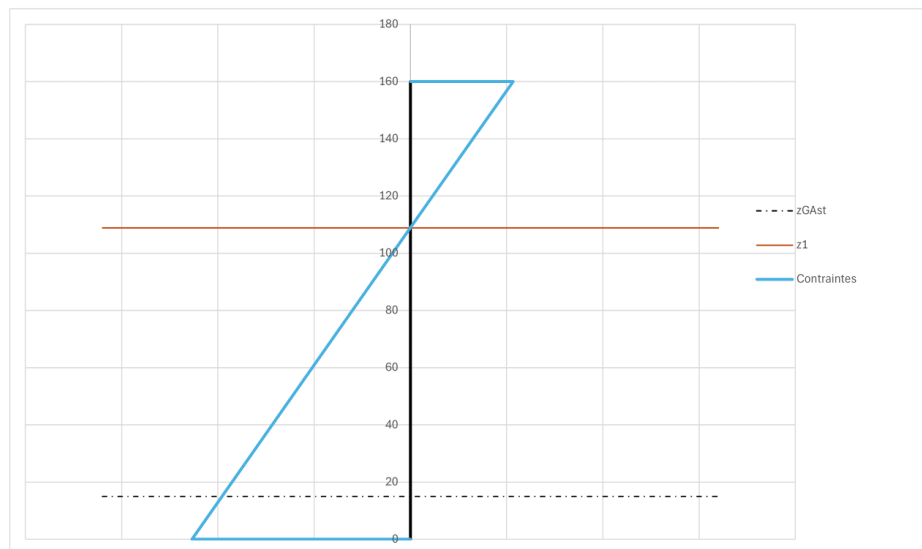
C = -2024581,93 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 4244119013,29$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 51,18$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe Y-Y.

EUROCODE 2 - VÉRIFICATION DE LA FLEXION AUX E.L.S - LIMITATION DES CONTRAINTES

Le principe de la vérification d'un élément de béton armé en flexion se fonde, dans l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1), aux ELS, sur la limitation des contraintes admissibles dans l'acier et dans le béton. Cette limitation traduit des exigences physiques, visant notamment à réduire l'apparition de pathologies liées à la fissuration du béton. Cette vérification traduit donc, essentiellement, une exigence de durabilité.

Limitation des contraintes dans le béton :

Pour éviter la fissuration du béton ($k_1 = 0,60$) :

$$\sigma_{CM} = k_1 \cdot f_{ck} \quad 7,2 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Pour admettre la linéarité du fluage du béton ($k_2 = 0,45$) :

$$\sigma_{CM} = k_2 \cdot f_{ck} \quad 5,4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison quasi-permanente.}$$

Limitation des contraintes de traction dans l'acier :

Pour éviter la déformation/fissuration inacceptable ($k_3 = 0,8$) :

$$\sigma_{SMS} = k_3 \cdot f_{yk} \quad 192 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Soient les moments sollicitants la dalle tels que calculés ci-dessus :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q

$$M_{SLS,x,carac} = 1177,3 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,carac} = 1254,5 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

avec $\psi_2 = 0,3$ suivant la catégorie d'exploitation.

$$M_{SLS,x,qp} = 966,0 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,qp} = 1029,3 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe Y-Y.}$$

Soient les moments d'inertie des sections de dalle :

$$I_{1,x} = 166971527,7 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X}$$

$$I_{1,y} = 167588624,2 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y}$$

Soient finalement les contraintes dans les sections, sous combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q :

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,carac} = 3,76 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{c,y,carac} = 3,83 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- les contraintes maximales développées dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st,x,carac} = 127,89 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{st,y,carac} = 156,05 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,qp} = 3,09 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS quasi-permanents.}$$

$$\sigma_{c,y,qp} = 3,14 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS quasi-permanents.}$$

VÉRIFICATION DES CRITÈRES :

Pour éviter la fissuration du béton :

X-X	52,27%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	53,21%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour admettre la linéarité du fluage du béton :

X-X	57,19%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	58,22%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour éviter la déformation inacceptable de l'élément :

X-X	66,61%	La dalle portée suivant l'axe X-X présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	81,28%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.

5.2.4 Plancher bas du R+2 - bureau de l'angle sud-ouest - SD2

Le plancher concerné est étudié comme une dalle en béton armé de 160mm d'épaisseur. Les données relatives aux armatures (diamètres, espacements, enrobages) sont fondées sur les résultats du sondage destructif SD2. Le plancher présente un parquet massif, réputé posé sur des lambourdes et un horizon de remplissage. Le plancher étudié reprend, à l'état existant, des cloisons ainsi que des équipements suspendus en sous-face. La charge permanente additionnelle issue de ces éléments est retenue telle que :

Parquet massif 20mm + remplissage sable 50mm :

$$G'_1 = 25 \text{ daN.m}^{-2}$$

Divers suspendus et faux-plafonds :

$$G'_2 = 50 \text{ daN.m}^{-2}$$

Cloisons :

$$G'_3 = 100 \text{ daN.m}^{-2}$$

Soit les charges permanentes additionnelles :

$$G' = 175 \text{ daN.m}^{-2}$$

Le local concerné était exploité comme un bureau et il n'est pas prévu d'en changer la destination. La charge d'exploitation qui en résulte est retenue telle que :

Charge d'exploitation (bureaux) :

$$Q = 250 \text{ daN.m}^{-2}$$

La localisation et la géométrie du plancher étudié sont données ci-après. Il est figuré le plancher haut, afin de faire apparaître les appuis de la dalle étudiée :

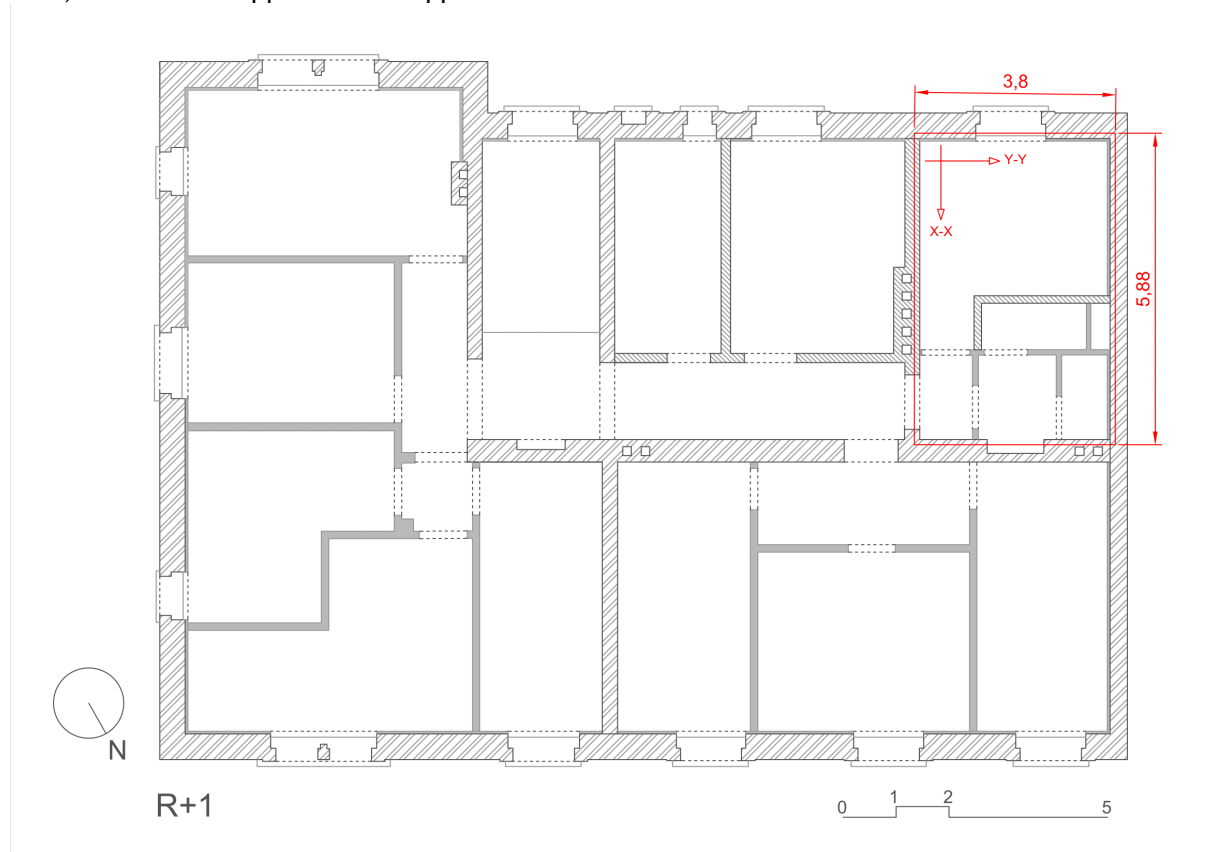


Figure 17 : Plan du plancher étudié - ici plancher haut du R+1 - local de l'angle sud-ouest.

VÉRIFICATION D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ D'ACIERS RONDS LISSES | 1900 - 1950 env.

La note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906 constituent les premiers règlements de calcul du béton armé français. Ces documents ont fourni la base initiale des calculs de dimensionnement et de vérification des ouvrages, notamment à l'intention des ingénieurs publics ou militaires chargés, dans le cadre de l'attribution de marchés, de vérifier les propositions d'entreprises de travaux qui se spécialisaient alors, progressivement, dans ce nouveau procédé constructif.

Le Directeur du Génie au Ministère de la Guerre, Georges Chevalier, fit cependant le constat, dès 1913, que des désordres, justifiant la mise en oeuvre de renforcements a posteriori, étaient apparus dans des ouvrages qui satisfaisaient pourtant aux dispositions des notes de 1903 et 1906. Il fit ainsi rédiger une nouvelle circulaire, dite du 13 janvier 1913, afin de préciser les règles de vérification des ouvrages en béton couramment réalisés dans le bâtiment afin que les ingénieurs militaires des services locaux du Génie disposent d'un cadre de calcul actualisé.

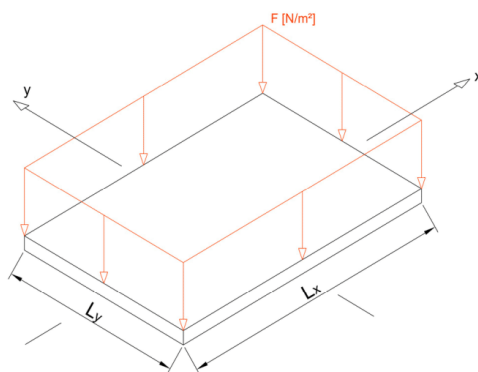
Il convient de noter, d'une part, que la circulaire du 13 janvier 1913 est restée en vigueur, associée à la circulaire de 1906, jusqu'à la publication de la circulaire du 19 juillet 1934. D'autre part, il apparaît que les armatures mises en oeuvre à partir du début du XX^{ème} siècle, et ceci jusque dans les années 1950, étaient des aciers ronds lisses. Leurs diamètres n'étaient pas normalisés.

La présente note de calcul détaille, ainsi, la vérification d'une dalle en béton armé d'aciers ronds lisses, dont la construction est attribuable à la période 1900-1950. Il convient de relever d'emblée que les aciers ronds lisses ne présentent pas les propriétés d'adhérence qui font la particularité des aciers "modernes", agréés et commercialisés à partir de la fin des années 1950. Dans ce cadre, il s'impose de vérifier la dalle aux États Limites de Service uniquement, car une vérification à la rupture, c'est-à-dire aux États Limites Ultimes, convoque la limite de rupture du béton ou de l'acier et donc un passage dans le domaine de comportement plastique de l'un de ces deux matériaux au moins. Ce passage dans le domaine plastique contrevient cependant, en l'absence d'adhérence des aciers, au principe de compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui repose sur la possibilité d'appliquer la loi de Hooke, c'est-à-dire de travailler dans les domaines de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier), principe qui se trouve au fondement du comportement mécanique du béton armé.

Seront ainsi vérifiées aux ELS, ci-après, les sections les plus sollicitées d'une dalle soumise à un chargement uniformément réparti au sens de la norme NF EN 1992-1 (Eurocode 2). Afin d'éviter une analyse strictement anachronique il est également mené une vérification suivant certains règlements antérieurs : BAEL 1983 et Circulaire du 13 janvier 1913.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES INITIALES

La dalle étudiée est réputée simplement appuyée sur ses bords et soumise à un chargement surfacique uniformément réparti. Soit la situation étudiée telle que :



Il est posé, par convention : $L_x \geq L_y$

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

L_x =	5,88	[m]
L_y =	3,80	[m]

Coefficient géométrique :

α =	0,65	[-]	Le respect de la convention susmentionnée impose $\alpha \leq 1$
------------	------	-----	--

Il apparaît que $\alpha \geq 0,4$

La dalle étudiée est donc une dalle sur 4 appuis.

CHARGEMENT

Géométrie de la dalle - poids propre :

Largeur étudiée : 1 [m] Largeur courante.
Épaisseur : 0,16 [m]

Poids propre de la dalle :

G = 400 [daN/m²]

Charges permanentes additionnelles :

- Cloisons :	100	[daN/m ²]	
- Revêtement de sol :	25	[daN/m ²]	Carrelage, lino, parquet et lambourdes, chape sèche ou liquide...
- Divers suspendus :	50	[daN/m ²]	Faux-plafond, réseaux, éclairage...

G' = 175 [daN/m²]

Charge d'exploitation - la dalle étudiée se trouve dans un/une :

Bureau

Catégorie :

B

Q = 250 [daN/m²]

SOLLICITATIONS - ÉTATS LIMITES DE SERVICE CARACTÉRISTIQUES

La présente note de calcul détaille la vérification de la dalle selon qu'elle est sur deux ou quatre appuis simple. Cette donnée initiale a en effet une influence sur l'intensité des sollicitations retenues pour le calcul.

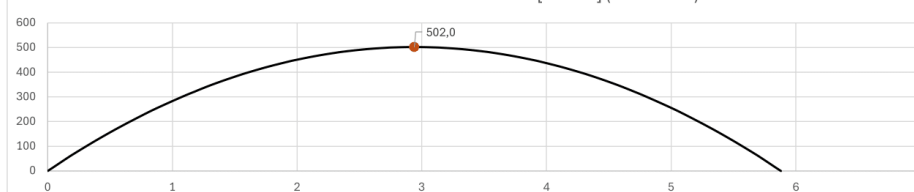
Si la dalle est sur 2 appuis ($L_y < 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier une poutre équivalente de portée L_y et de largeur 1m ;
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée et vaut : $pl^2/8$ [N.m] ;
- L'effort tranchant maximal est atteint à l'appui et vaut : $pl/2$ [N] ;

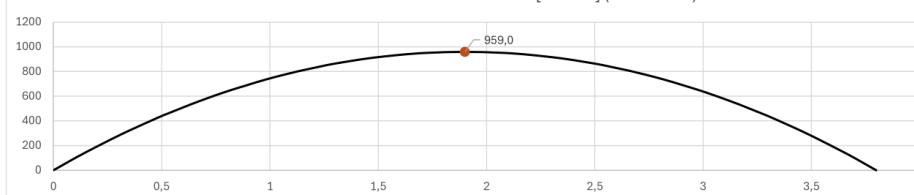
Si la dalle est sur 4 appuis ($L_y \geq 0,4L_x$) :

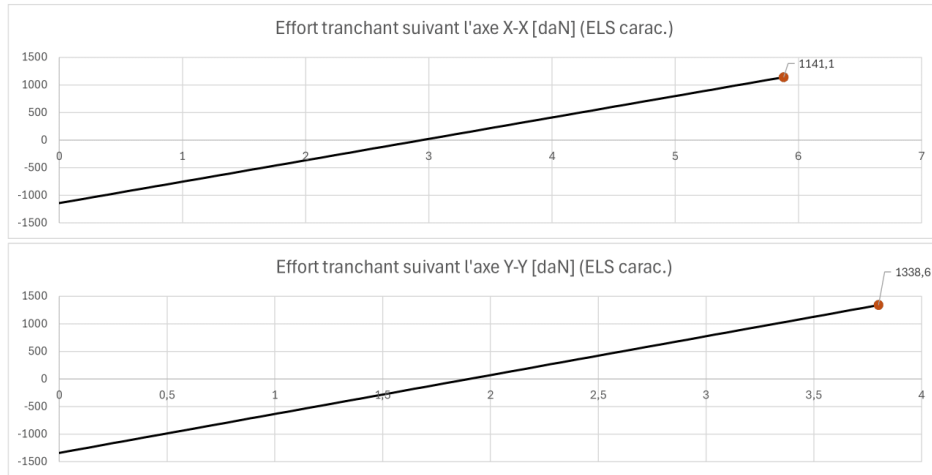
- Il convient d'étudier deux poutres équivalentes de portées respectives L_x et L_y et toutes deux de largeur 1m ;
- La dalle se comporte de facto comme une plaque, dans laquelle les sollicitations sont connues et dépendent de la géométrie ;
- Considérant le caractère usuel du système étudié ici (dalle rectangulaire chargée uniformément), la dépendance des sollicitations à la géométrie est traduite par l'application d'un coefficient modificatif μ_x (resp. μ_y) et γ_x (resp. γ_y) fonction du coefficient géométrique α .
- La relation de μ_x (resp. μ_y) γ_x (resp. γ_y) à α est donnée dans une abaque.
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée dans les deux cas et vaut :
 $M_y = \mu_y \cdot p \cdot L_y^2$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $M_x = \mu_x \cdot M_y$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;
- L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis, au centre des côtés, et vaut :
 $V_y = \gamma_y \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $V_x = \gamma_x \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;

Moment fléchissant suivant l'axe X-X [daN.m] (ELS carac.)



Moment fléchissant suivant l'axe Y-Y [daN.m] (ELS carac.)





CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - APPROCHE MODERNE

Béton

Classe de résistance :

C12/15

Il sera montré ci-après que le choix d'un béton moderne, même de classe de résistance la plus faible, constitue une hypothèse particulièrement favorable devant laquelle il conviendra de se montrer spécialement critique

$f_{ck} =$

12

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,c} =$

27

[GPa]

Acier

Limite d'élasticité de l'acier de béton armé :

$f_{yk} =$

240

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,s} =$

200

[GPa]

Coefficient d'équivalence :

Dans le cas d'actions de longue durée, il est retenu le tiers du module d'élasticité de calcul $E_{cm,c}$ afin de considérer l'effet du fluage du béton.

$\alpha_e =$

22,22

[-]

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - SUIVANT LA CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913

La circulaire du 13 janvier 1913 développe une approche des éléments en béton fléchis fondée sur l'étude d'un effort moyen développé dans le béton comprimé et les aciers tendus. À ce titre, les résistances de calcul du béton et de l'acier devant ces efforts moyens sont leurs limites élastiques respectives, réduites d'un coefficient de sécurité égal à 2.

Il apparaît que l'absence de normalisation et la simplicité générale des procédés d'élaboration du béton (absence d'adjuvants, faible maîtrise du squelette granulaire ou des exigences de mise en œuvre) comme de l'acier (faible maîtrise des taux de carbone ou des procédés de laminage) avaient conduit le rédacteur de ce règlement à considérer des limites élastiques faibles devant les caractéristiques modernes de ces matériaux.

Béton :

La circulaire du 13 janvier 1913 retient les limites élastiques du béton telles que :

$f_{yc} =$

44,8

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,39

[MPa]

pour un béton dosé à 300kg de ciment.

$f_{yc} =$

50,4

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,94

[MPa]

pour un béton dosé à 350kg de ciment.

Acier :

$f_{yk} =$

24

[kgf/mm²]

soit

$f_{yk} =$

235,44

[MPa]

Nota : La circulaire du 13 janvier 1913 retient également la limite élastique du fer puddlé ($f_y = 9 \text{ kgf/mm}^2$ soit 177 MPa env.).

En l'absence de données relatives au dosage en ciment du béton mis en œuvre dans la dalle étudiée il sera retenu ici une limite élastique $f_{yc} = 4,39 \text{ MPa}$.

Limites de calcul :

Dans le cadre d'une approche des efforts moyens développés dans la section il est appliqué, au sens de la circulaire du 13 janvier 1913, un coefficient de sécurité 2 sur les limites élastiques susmentionnées. Il sera donc retenu les limites de calcul :

Béton :

$f_{cd} =$

2,20

[MPa]

Acier :

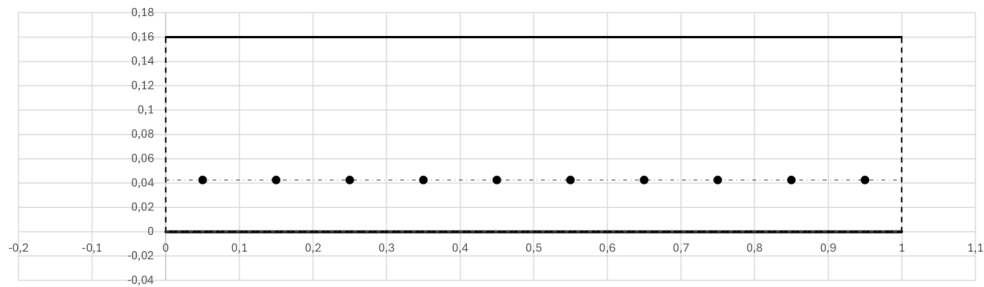
$f_{sd} =$

117,72

[MPa]

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

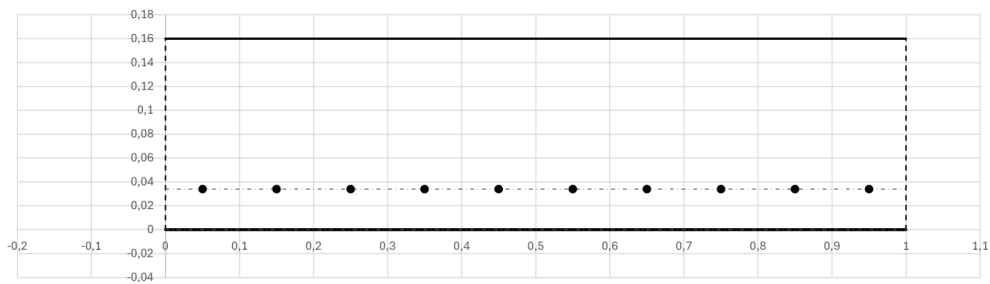
Aciers - lit n°1 :	$\phi 9$	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	9	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	38	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe Y-Y.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Aciers - lit n°1 :	$\phi 8$	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	8	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	30	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 63,617 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 636,173 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 42,50$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 117,50$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

$A = 500$ [mm]

$B = 14137,17$ [mm²]

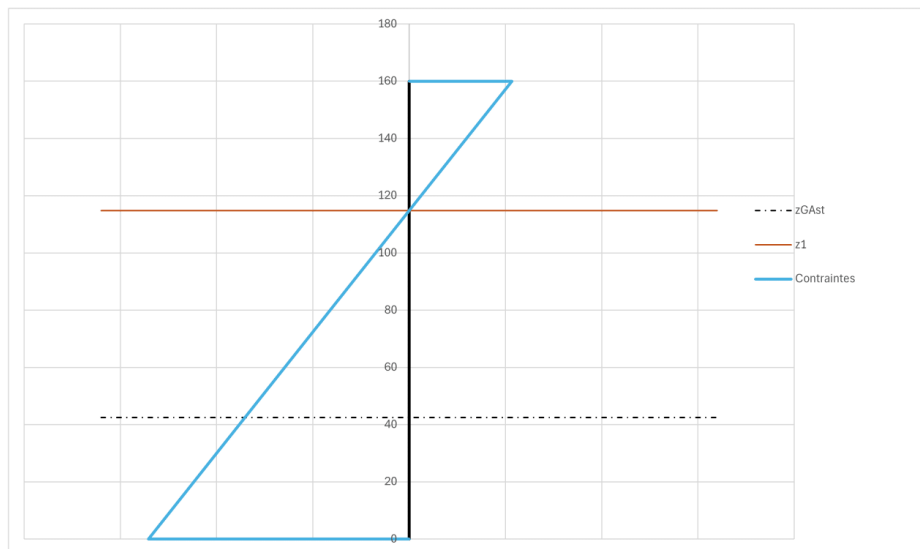
$C = -1661117,12$ [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 3522093720,29$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 45,21$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 50,265 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0,000 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 502,655 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{Gast} = 34,00$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 126,00$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 11170,11 [mm²]

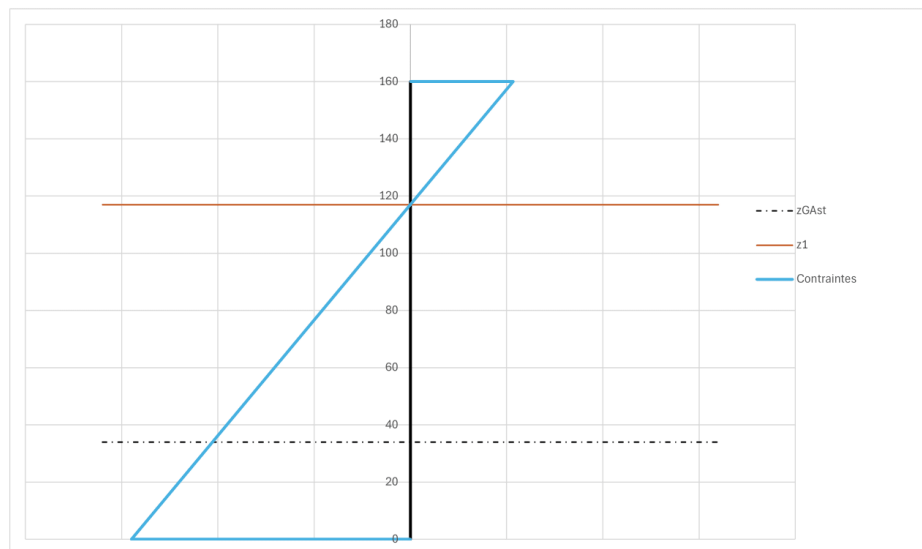
C = -1407433,51 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 2939638312,76$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 43,05$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe Y-Y.

EUROCODE 2 - VÉRIFICATION DE LA FLEXION AUX E.L.S - LIMITATION DES CONTRAINTES

Le principe de la vérification d'un élément de béton armé en flexion se fonde, dans l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1), aux ELS, sur la limitation des contraintes admissibles dans l'acier et dans le béton. Cette limitation traduit des exigences physiques, visant notamment à réduire l'apparition de pathologies liées à la fissuration du béton. Cette vérification traduit donc, essentiellement, une exigence de durabilité.

Limitation des contraintes dans le béton :

Pour éviter la fissuration du béton ($k_1 = 0,60$) :

$$\sigma_{CM} = k_1 \cdot f_{ck} \quad 7,2 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Pour admettre la linéarité du fluage du béton ($k_2 = 0,45$) :

$$\sigma_{CM} = k_2 \cdot f_{ck} \quad 5,4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison quasi-permanente.}$$

Limitation des contraintes de traction dans l'acier :

Pour éviter la déformation/fissuration inacceptable ($k_3 = 0,8$) :

$$\sigma_{SMS} = k_3 \cdot f_{yk} \quad 192 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Soient les moments sollicitants la dalle tels que calculés ci-dessus :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q

$$M_{SLS,x,carac} = 502,0 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,carac} = 959,0 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q avec $\psi_2 = 0,3$ suivant la catégorie d'exploitation.

$$M_{SLS,x,qp} = 395,5 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe X-X.}$$

$$M_{SLS,y,qp} = 755,6 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe Y-Y.}$$

Soient les moments d'inertie des sections de dalle :

$$I_{1,x} = 104680868 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X}$$

$$I_{1,y} = 103453075,3 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y}$$

Soient finalement les contraintes dans les sections, sous combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q :

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,carac} = 2,17 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{c,y,carac} = 3,99 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- les contraintes maximales développées dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st,x,carac} = 77,04 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.}$$

$$\sigma_{st,y,carac} = 170,88 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\sigma_{c,x,qp} = 1,71 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS quasi-permanents.}$$

$$\sigma_{c,y,qp} = 3,14 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS quasi-permanents.}$$

VÉRIFICATION DES CRITÈRES :

Pour éviter la fissuration du béton :

X-X	30,11%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	55,42%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour admettre la linéarité du fluage du béton :

X-X	31,63%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	58,22%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour éviter la déformation inacceptable de l'élément :

X-X	40,13%	La dalle portée suivant l'axe X-X présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	89,00%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.

5.2.5 Plancher bas du R+2 - bureau de l'angle sud-est - SD1

Le plancher concerné est étudié comme une dalle en béton armé de 160mm d'épaisseur. Les données relatives aux armatures (diamètres, espacements, enrobages) sont fondées sur les résultats du sondage destructif SD2. Le plancher présente une strate de linoléum, réputée posée sur une chape armée. Le plancher étudié reprend, à l'état existant, des cloisons ainsi que des équipements suspendus en sous-face. La charge permanente additionnelle issue de ces éléments est retenue telle que :

Linoléum 2mm + chape armée 70mm :

$$G'_1 = 2500 * 0,07 = 175 \text{ daN.m}^{-2}$$

Divers suspendus et faux-plafonds :

$$G'_2 = 50 \text{ daN.m}^{-2}$$

Cloisons :

$$G'_3 = 100 \text{ daN.m}^{-2}$$

Soit les charges permanentes additionnelles :

$$G' = 325 \text{ daN.m}^{-2}$$

Le local concerné était exploité comme un bureau et il n'est pas prévu d'en changer la destination. La charge d'exploitation qui en résulte est retenue telle que :

Charge d'exploitation (bureaux) :

$$Q = 250 \text{ daN.m}^{-2}$$

La localisation et la géométrie du plancher étudié sont données ci-après. Il est figuré le plancher haut, afin de faire apparaître les appuis de la dalle étudiée :

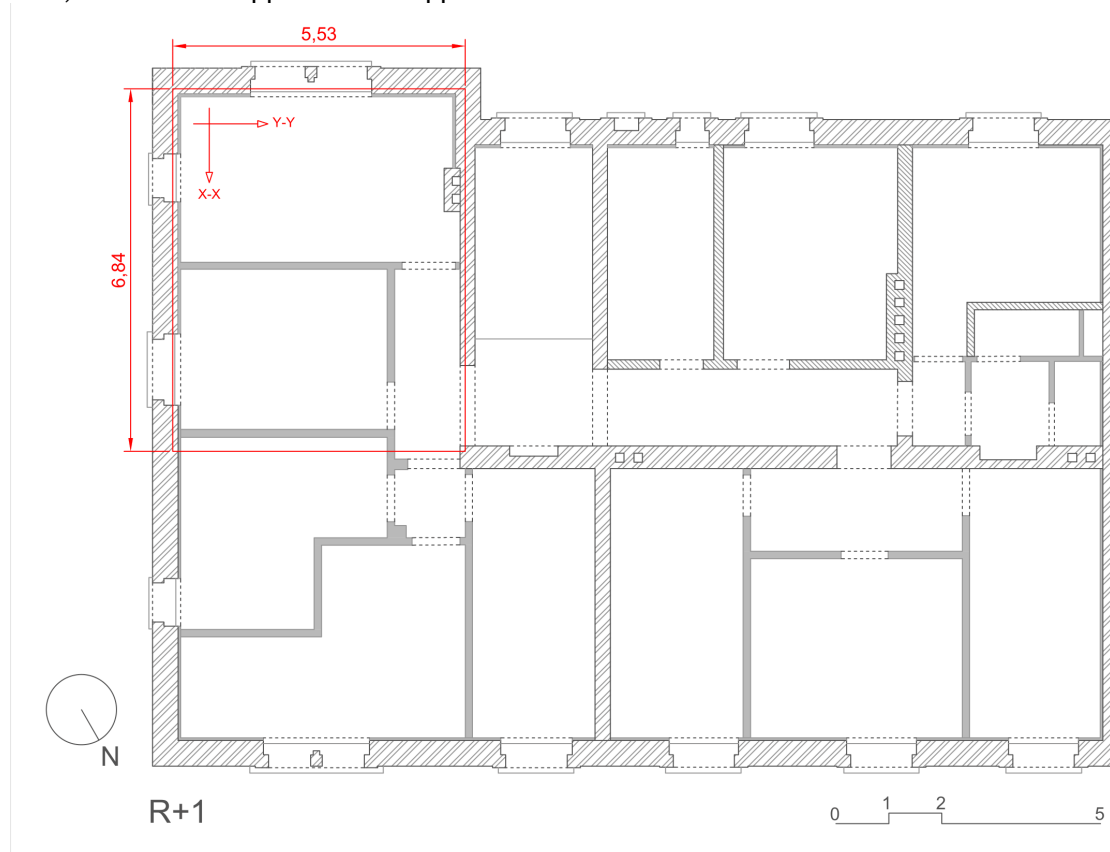


Figure 18 : Plan du plancher étudié - ici plancher haut du R+1 - local de l'angle sud-est.

VÉRIFICATION D'UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ D'ACIERS RONDS LISSES | 1900 - 1950 env.

La note du 5 décembre 1903 et la circulaire du 20 octobre 1906 constituent les premiers règlements de calcul du béton armé français. Ces documents ont fourni la base initiale des calculs de dimensionnement et de vérification des ouvrages, notamment à l'intention des ingénieurs publics ou militaires chargés, dans le cadre de l'attribution de marchés, de vérifier les propositions d'entreprises de travaux qui se spécialisaient alors, progressivement, dans ce nouveau procédé constructif.

Le Directeur du Génie au Ministère de la Guerre, Georges Chevalier, fit cependant le constat, dès 1913, que des désordres, justifiant la mise en oeuvre de renforcements a posteriori, étaient apparus dans des ouvrages qui satisfaisaient pourtant aux dispositions des notes de 1903 et 1906. Il fit ainsi rédiger une nouvelle circulaire, dite du 13 janvier 1913, afin de préciser les règles de vérification des ouvrages en béton couramment réalisés dans le bâtiment afin que les ingénieurs militaires des services locaux du Génie disposent d'un cadre de calcul actualisé.

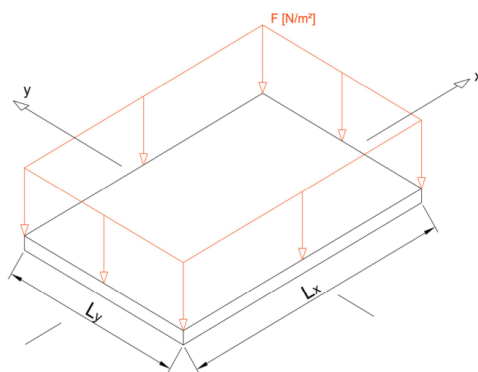
Il convient de noter, d'une part, que la circulaire du 13 janvier 1913 est restée en vigueur, associée à la circulaire de 1906, jusqu'à la publication de la circulaire du 19 juillet 1934. D'autre part, il apparaît que les armatures mises en oeuvre à partir du début du XX^{ème} siècle, et ceci jusque dans les années 1950, étaient des aciers ronds lisses. Leurs diamètres n'étaient pas normalisés.

La présente note de calcul détaille, ainsi, la vérification d'une dalle en béton armé d'aciers ronds lisses, dont la construction est attribuable à la période 1900-1950. Il convient de relever d'emblée que les aciers ronds lisses ne présentent pas les propriétés d'adhérence qui font la particularité des aciers "modernes", agréés et commercialisés à partir de la fin des années 1950. Dans ce cadre, il s'impose de vérifier la dalle aux États Limites de Service uniquement, car une vérification à la rupture, c'est-à-dire aux États Limites Ultimes, convoque la limite de rupture du béton ou de l'acier et donc un passage dans le domaine de comportement plastique de l'un de ces deux matériaux au moins. Ce passage dans le domaine plastique contrevient cependant, en l'absence d'adhérence des aciers, au principe de compatibilité des déformations du béton et de l'acier (qui repose sur la possibilité d'appliquer la loi de Hooke, c'est-à-dire de travailler dans les domaines de comportement élastique linéaire du béton et de l'acier), principe qui se trouve au fondement du comportement mécanique du béton armé.

Seront ainsi vérifiées aux ELS, ci-après, les sections les plus sollicitées d'une dalle soumise à un chargement uniformément réparti au sens de la norme NF EN 1992-1 (Eurocode 2). Afin d'éviter une analyse strictement anachronique il est également mené une vérification suivant certains règlements antérieurs : BAEI 1983 et Circulaire du 13 janvier 1913.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES INITIALES

La dalle étudiée est réputée simplement appuyée sur ses bords et soumise à un chargement surfacique uniformément réparti. Soit la situation étudiée telle que :



Il est posé, par convention : $L_x \geq L_y$

Soient les dimensions de la dalle étudiée :

L_x =	6,84	[m]
L_y =	5,53	[m]

Coefficient géométrique :

α =	0,81	[-]	Le respect de la convention susmentionnée impose $\alpha \leq 1$
------------	------	-----	--

Il apparaît que $\alpha \geq 0,4$

La dalle étudiée est donc une dalle sur 4 appuis.

CHARGEMENT

Géométrie de la dalle - poids propre :

Largeur étudiée : 1 [m] Largeur courante.
Épaisseur : 0,16 [m]

Poids propre de la dalle :

G = 400 [daN/m²]

Charges permanentes additionnelles :

- Cloisons : 100 [daN/m²]
- Revêtement de sol : 175 [daN/m²] Carrelage, lino, parquet et lambourdes, chape sèche ou liquide...
- Divers suspendus : 50 [daN/m²] Faux-plafond, réseaux, éclairage...
G' = 325 [daN/m²]

Charge d'exploitation - la dalle étudiée se trouve dans un/une :

Bureau

Catégorie : B

Q = 250 [daN/m²]

SOLLICITATIONS - ÉTATS LIMITES DE SERVICE CARACTÉRISTIQUES

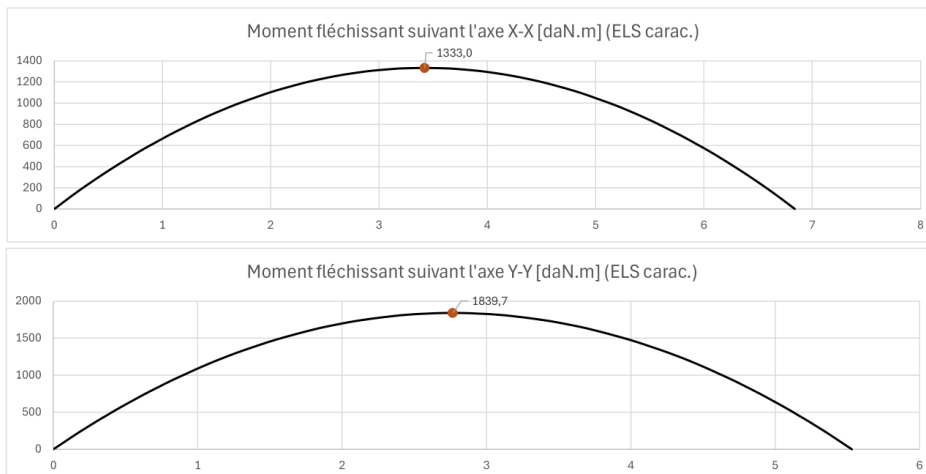
La présente note de calcul détaille la vérification de la dalle selon qu'elle est sur deux ou quatre appuis simple. Cette donnée initiale a en effet une influence sur l'intensité des sollicitations retenues pour le calcul.

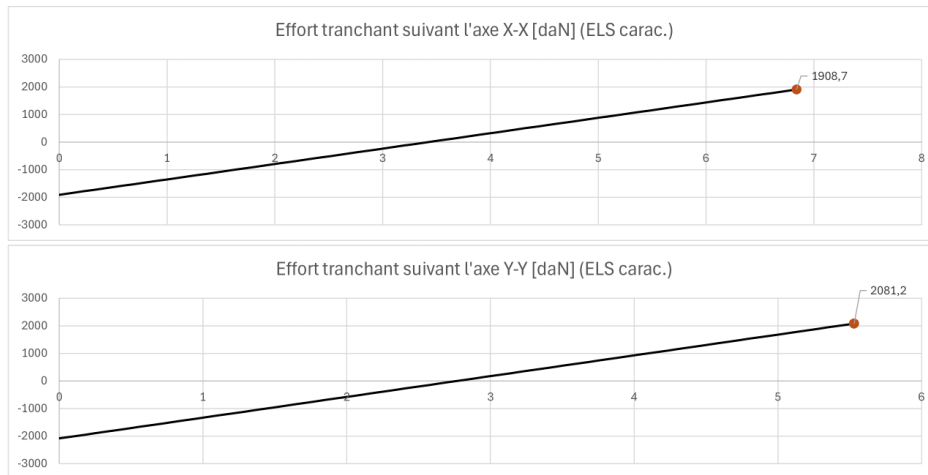
Si la dalle est sur 2 appuis ($L_y < 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier une poutre équivalente de portée L_y et de largeur 1m ;
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée et vaut : $pl^2/8$ [N.m] ;
- L'effort tranchant maximal est atteint à l'appui et vaut : $pl/2$ [N] ;

Si la dalle est sur 4 appuis ($L_y \geq 0,4L_x$) :

- Il convient d'étudier deux poutres équivalentes de portées respectives L_x et L_y et toutes deux de largeur 1m ;
- La dalle se comporte de facto comme une plaque, dans laquelle les sollicitations sont connues et dépendent de la géométrie ;
- Considérant le caractère usuel du système étudié ici (dalle rectangulaire chargée uniformément), la dépendance des sollicitations à la géométrie est traduite par l'application d'un coefficient modificatif μ_x (resp. μ_y) et γ_x (resp. γ_y) fonction du coefficient géométrique α .
- La relation de μ_x (resp. μ_y) γ_x (resp. γ_y) à α est donnée dans une abaque.
- Le moment de flexion maximal est atteint à mi-portée dans les deux cas et vaut :
 $M_y = \mu_y \cdot p \cdot L_y^2$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $M_x = \mu_x \cdot M_y$ le moment de flexion maximal dans la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;
- L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis, au centre des côtés, et vaut :
 $V_y = \gamma_y \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe Y-Y ;
 $V_x = \gamma_x \cdot p \cdot L_y$ l'effort tranchant maximal à l'appui de la poutre dont la portée suit l'axe X-X ;





CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - APPROCHE MODERNE

Béton

Classe de résistance :

C12/15

Il sera montré ci-après que le choix d'un béton moderne, même de classe de résistance la plus faible, constitue une hypothèse particulièrement favorable devant laquelle il conviendra de se montrer spécialement critique

$f_{ck} =$

12

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,c} =$

27

[GPa]

Acier

Limite d'élasticité de l'acier de béton armé :

$f_{yk} =$

240

[MPa]

Module d'élasticité de calcul :

$E_{cm,s} =$

200

[GPa]

Coefficient d'équivalence :

Dans le cas d'actions de longue durée, il est retenu le tiers du module d'élasticité de calcul $E_{cm,c}$ afin de considérer l'effet de fluage du béton.

$\alpha_e =$

22,22

[-]

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX - SUIVANT LA CIRCULAIRE DU 13 JANVIER 1913

La circulaire du 13 janvier 1913 développe une approche des éléments en béton fléchis fondée sur l'étude d'un effort moyen développé dans le béton comprimé et les aciers tendus. À ce titre, les résistances de calcul du béton et de l'acier devant ces efforts moyens sont leurs limites élastiques respectives, réduites d'un coefficient de sécurité égal à 2.

Il apparaît que l'absence de normalisation et la simplicité générale des procédés d'élaboration du béton (absence d'adjuvants, faible maîtrise du squelette granulaire ou des exigences de mise en œuvre) comme de l'acier (faible maîtrise des taux de carbone ou des procédés de laminage) avaient conduit le rédacteur de ce règlement à considérer des limites élastiques faibles devant les caractéristiques modernes de ces matériaux.

Béton :

La circulaire du 13 janvier 1913 retient les limites élastiques du béton telles que :

$f_{yc} =$

44,8

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,39

[MPa]

pour un béton dosé à 300kg de ciment.

$f_{yc} =$

50,4

[kgf/cm²]

soit

$f_{yc} =$

4,94

[MPa]

pour un béton dosé à 350kg de ciment.

Acier :

$f_{yk} =$

24

[kgf/mm²]

soit

$f_{yk} =$

235,44

[MPa]

Nota : La circulaire du 13 janvier 1913 retient également la limite élastique du fer puddlé ($f_y = 9 \text{ kgf/mm}^2$ soit 177 MPa env.).

En l'absence de données relatives au dosage en ciment du béton mis en œuvre dans la dalle étudiée il sera retenu ici une limite élastique $f_{yc} = 4,39 \text{ MPa}$.

Limites de calcul :

Dans le cadre d'une approche des efforts moyens développés dans la section il est appliqué, au sens de la circulaire du 13 janvier 1913, un coefficient de sécurité 2 sur les limites élastiques susmentionnées. Il sera donc retenu les limites de calcul :

Béton :

$f_{cd} =$

2,20

[MPa]

Acier :

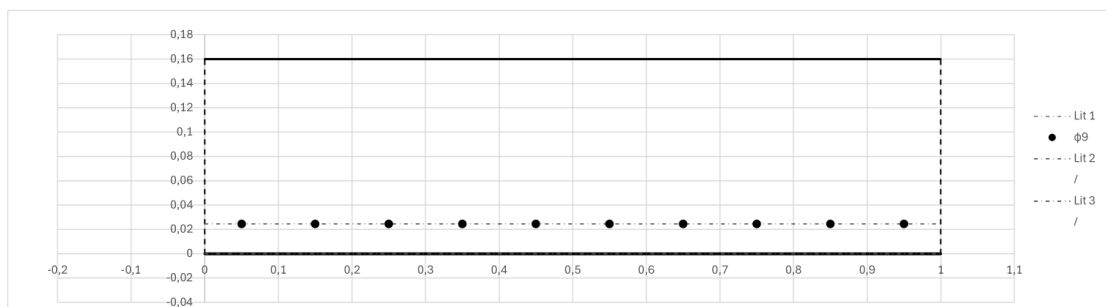
$f_{sd} =$

117,72

[MPa]

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

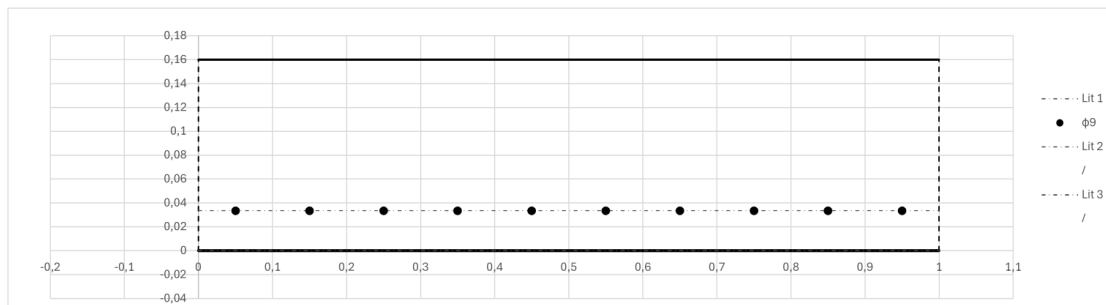
Aciers - lit n°1 :	φ9	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	9	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	20	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe Y-Y.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DU PLANCHER - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Aciers - lit n°1 :	φ9	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	9	[mm]
Espacement horizontal :	100	[mm]
Enrobage :	29	[mm]
Aciers - lit n°2 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]
Aciers - lit n°3 :	/	Ronds lisses
Diamètre des aciers du lit :	0	[mm]
Espacement horizontal :	0	[mm]
Enrobage :	0	[mm]



Coupe d'un mètre courant de la dalle étudiée - réalisée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE X-X

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 63,617 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 636,173 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 24,50$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 135,50$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 14137,17 [mm²]

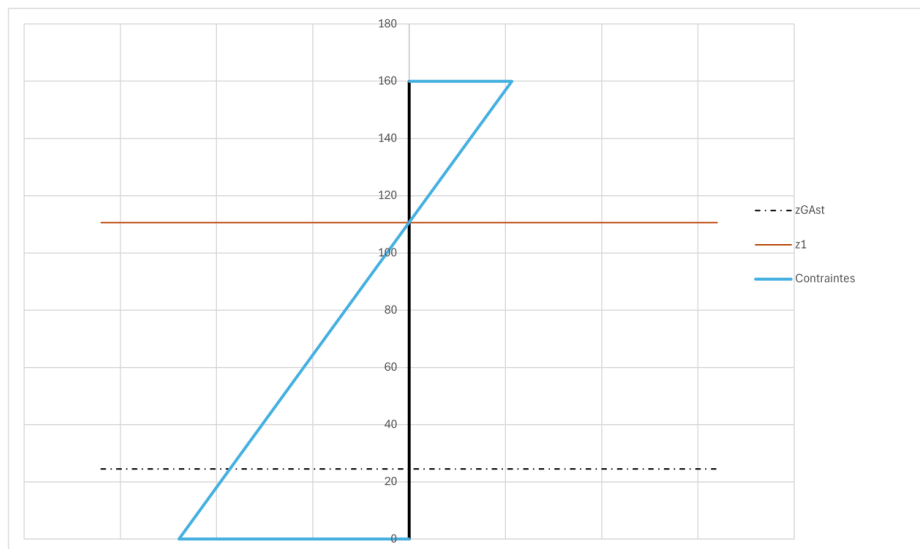
C = -1915586,12 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 4031031730,17$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 49,35$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe X-X.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE LA SECTION - PORTÉE SUIVANT L'AXE Y-Y

Hauteur de la section : 160 [mm]

Sections d'aciers tendus :

Lit 1 :

- section unitaire : 63,617 [mm²]
- nombre : 10 [-/m]

Lit 2 :

- section unitaire : 0,000 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Lit 3 :

- section unitaire : 0 [mm²]
- nombre : 0 [-/m]

Section d'acier totale : 636,173 [mm²]

Position du centre de gravité des aciers tendus :

$z_{GAst} = 33,50$ [mm] par rapport à l'intrados.

Bras de levier des aciers tendus :

$d = 126,50$ [mm]

Position de l'axe neutre élastique :

Le principe fondamental de la statique conduit à l'expression : $z_1^2 \frac{b}{2} + z_1 \alpha_e A_{st} - d \alpha_e A_{st} = 0$

Qui est un polynôme du second degré de coefficients :

A = 500 [mm]

B = 14137,17 [mm²]

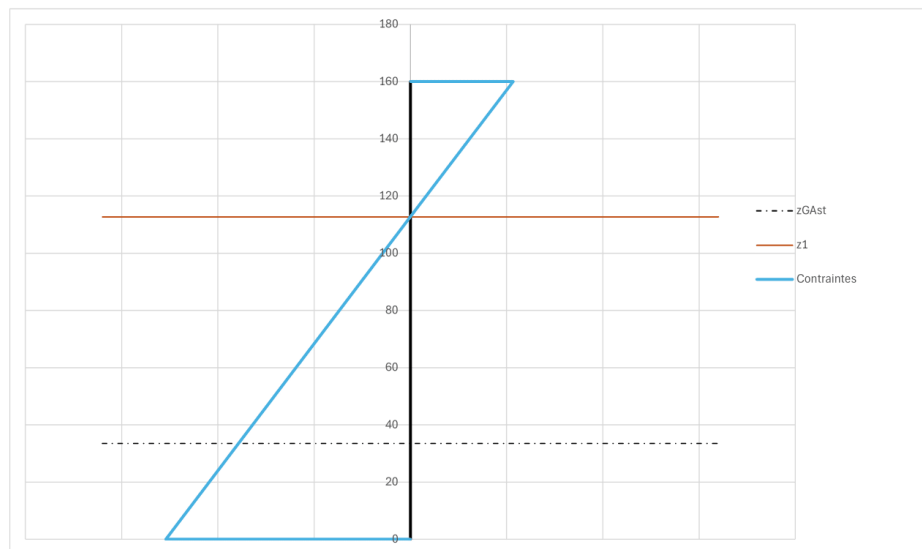
C = -1788351,62 [mm³]

Donc de déterminant :

$\Delta = 3776562725,23$ [mm⁴]

D'où la position de l'axe neutre élastique :

$z_1 = 47,32$ [mm] par rapport à l'extrados.



Représentation schématique de l'état de contraintes dans la section - portée suivant l'axe Y-Y.

EUROCODE 2 - VÉRIFICATION DE LA FLEXION AUX E.L.S - LIMITATION DES CONTRAINTES

Le principe de la vérification d'un élément de béton armé en flexion se fonde, dans l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1), aux ELS, sur la limitation des contraintes admissibles dans l'acier et dans le béton. Cette limitation traduit des exigences physiques, visant notamment à réduire l'apparition de pathologies liées à la fissuration du béton. Cette vérification traduit donc, essentiellement, une exigence de durabilité.

Limitation des contraintes dans le béton :

Pour éviter la fissuration du béton ($k_1 = 0,60$) :

$$\sigma_{CM} = k_1 \cdot f_{ck} \quad 7,2 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Pour admettre la linéarité du fluage du béton ($k_2 = 0,45$) :

$$\sigma_{CM} = k_2 \cdot f_{ck} \quad 5,4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison quasi-permanente.}$$

Limitation des contraintes de traction dans l'acier :

Pour éviter la déformation/fissuration inacceptable ($k_3 = 0,8$) :

$$\sigma_{SMS} = k_3 \cdot f_{yk} \quad 192 \quad [\text{MPa}] \quad \text{La contrainte est limitée sous combinaison caractéristique.}$$

Soient les moments sollicitants la dalle tels que calculés ci-dessus :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q

$$\begin{aligned} M_{SLS,x,carac} &= 1333,0 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe X-X.} \\ M_{SLS,y,carac} &= 1839,7 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS caractéristiques, suivant l'axe Y-Y.} \end{aligned}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q avec $\psi_2 = 0,3$ suivant la catégorie d'exploitation.

$$\begin{aligned} M_{SLS,x,qp} &= 1093,8 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe X-X.} \\ M_{SLS,y,qp} &= 1509,5 \quad [\text{daN.m}] \quad \text{le moment maximal, aux ELS quasi-permanents, suivant l'axe Y-Y.} \end{aligned}$$

Soient les moments d'inertie des sections de dalle :

$$\begin{aligned} I_{1,x} &= 144986243,1 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X} \\ I_{1,y} &= 123951947,6 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{le moment d'inertie de la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y} \end{aligned}$$

Soient finalement les contraintes dans les sections, sous combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes :

- sous combinaison caractéristique : G+G'+Q :

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\begin{aligned} \sigma_{c,x,carac} &= 4,54 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.} \\ \sigma_{c,y,carac} &= 7,02 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.} \end{aligned}$$

- les contraintes maximales développées dans l'acier tendu :

$$\begin{aligned} \sigma_{st,x,carac} &= 176,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS caractéristiques.} \\ \sigma_{st,y,carac} &= 261,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans l'acier tendu, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS caractéristiques.} \end{aligned}$$

- sous combinaison semi-permanente : G+G'+ ψ_2 Q

- les contraintes maximales développées dans le béton comprimé :

$$\begin{aligned} \sigma_{c,x,qp} &= 3,72 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe X-X, aux ELS quasi-permanents.} \\ \sigma_{c,y,qp} &= 5,76 \quad [\text{MPa}] \quad \text{la contrainte maximale dans le béton comprimé, dans la section de la dalle de portée suivant l'axe Y-Y, aux ELS quasi-permanents.} \end{aligned}$$

VÉRIFICATION DES CRITÈRES :

Pour éviter la fissuration du béton :

X-X	63,02%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	97,54%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y vérifie la non-fissuration du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour admettre la linéarité du fluage du béton :

X-X	68,95%	La dalle portée suivant l'axe X-X vérifie la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	106,71%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y ne vérifie pas la linéarité du fluage du béton au sens de l'Eurocode 2.

Pour éviter la déformation inacceptable de l'élément :

X-X	91,67%	La dalle portée suivant l'axe X-X présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.
Y-Y	136,02%	La dalle portée suivant l'axe Y-Y présente une déformation acceptable au sens de l'Eurocode 2.

5.3 Éléments de charpente - chevron et panne courants

5.3.1 Hypothèses de calcul spécifiques - charges climatiques

5.3.1.1 Charges de neige (S)

La section qui suit vise la définition des charges de neige appliquées à la structure étudiée. Cette définition est réalisée suivant les dispositions de la norme NF EN-1991-1-3 (Eurocode 1-1-3).

L'altitude du site est retenue telle que :

$$A = 182m$$

D'après [www. https://www.geoportail.gouv.fr/carte](https://www.geoportail.gouv.fr/carte)

Le site est localisé en région A1 au sens de la norme NF EN-1991-1-3.

La charge de neige caractéristique est donnée telle que :

$$s_k = s_{k,0} + \Delta S_i$$

Considérant que le site est localisé en région A1, à une altitude inférieure à 200m, il vient :

$$s_{k,0} = 0,45 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$\Delta S_1 = 0 \text{ kN.m}^{-2}$$

D'où :

$$s_k = 0,45 \text{ kN.m}^{-2}$$

En région A1, la charge exceptionnelle de neige sur le sol est donnée telle que :

$$s_{Ad} = 0 \text{ kN.m}^{-2}$$

Il n'y a donc pas lieu de considérer une situation exceptionnelle due à la neige dans la présente étude.

En situation de projet durable et transitoire, il est donné une charge de neige à retenir telle que :

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

Avec :

- μ_i : le coefficient de forme traduisant la géométrie de la toiture ;
- C_e : le coefficient d'exposition de la toiture, retenue ici tel que $C_e = 1$;
- C_t : le coefficient thermique, retenu ici tel que $C_t = 1$;
- s_k : la charge de neige caractéristique, donnée ci-avant telle que $s_k = 0,45 \text{ kN.m}^{-2}$.

Considérant la géométrie de l'ouvrage concerné il sera retenu une toiture à deux versants.

Considérant la rotondité de la surface de la coupole de couverture, on retiendra une pente de toiture. La pente de toiture, mesurée sur la coupe tracée de l'ouvrage (cf. 3.4 Géométrie) retenue ici vaut :

$$\alpha = 27^\circ$$

Il vient alors le coefficient de forme suivant la norme tel que :

$$\mu_1 = 0,8$$

La charge de neige retenue dans la suite de l'étude vaut donc :

$$S = 0,8 * 0,45 = 0,36 \text{ kN.m}^{-2}$$

5.3.1.2 Charges de vent (W)

La section qui suit vise la définition des charges de vent appliquées à la structure étudiée. Cette définition est réalisée suivant les dispositions de la norme NF EN-1991-1-4 (Eurocode 1-1-4).

Le site étudié est localisé en région 2. De ce fait, la valeur de base de la vitesse de référence du vent est donnée telle que :

$$v_{b,0} = 24 \text{ m.s}^{-1}$$

Le vent n'est pas contenu dans un intervalle directionnel fermé. De ce fait, le coefficient directionnel est donné tel que :

$$c_{dir} = 1$$

La construction étudiée n'étant pas provisoire, le coefficient de saison est retenu tel que :

$$c_{season} = 1$$

La vitesse de base du vent vaut donc, ici :

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 24 \text{ m.s}^{-1}$$

La hauteur de calcul z retenue ci-après correspond à la hauteur estimée du faîtage. Soit, ici :

$$z = 12,64 \text{ m}$$

Le site étudié est considéré comme se trouvant sur un terrain de catégorie IIIb (*Zones urbanisées ou industrielles*).

Considérant que le site étudié ne se situe pas sur un point haut relativement à son contexte on retiendra, ci-après, un coefficient orographique tel que :

$$c_0 = 1$$

Dans ce cas, la norme donne les valeurs correspondantes pour la catégorie de terrain susmentionnée :

- $z_0 = 0,5 \text{ m}$
- $z_{min} = 9 \text{ m}$
- $k_r = 0,223$
- $k_l = 0,923$

Considérant que, ici $z \geq z_{min}$, le coefficient de rugosité est retenu tel que :

$$c_r(z) = c_r(12,64) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,223 * \ln\left(\frac{12,64}{0,5}\right)$$

$$c_r(z) = 0,720$$

Il vient finalement la vitesse de vent moyen telle que :

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 0,720 * 1 * 24 = 17,28 \text{ m.s}^{-1}$$

L'intensité de la turbulence du vent est donnée dans la norme telle que :

$$I_v(z) = \frac{k_r * v_b * k_l}{v_m(z)}$$

C'est-à-dire, ici :

$$I_v(z) = \frac{0,223 * 24 * 0,923}{17,28} = 0,29$$

La pression dynamique de pointe est alors accessible en ceci qu'elle est donnée dans la norme telle que :

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * (v_m(z))^2$$

Avec : $\rho = 1,225 \text{ kg.m}^{-3}$

Soit, ici :

$$q_p(z) = 3,03 * 0,5 * 1,225 * 17,28^2 = 554,2 \text{ Pa}$$

Les pressions aérodynamiques sur les surfaces sont maintenant accessibles. Pour ce faire, il convient tout d'abord de définir les coefficients de pressions extérieures et intérieures c_{pe} et c_{pi} . Considérant la surface des éléments étudiés ici (versants de toiture), il ne sera considéré que les coefficients de pression extérieure pour $A \geq 10m^2$ aussi notés $c_{pe,10}$.

La hauteur totale du bâtiment h est retenue telle que :

$$h = 12,64m$$

La toiture de l'immeuble étudié est considérée, en première approche, comme présentant un plan rectangulaire et deux axes de symétrie principaux. Dans ce cadre, il conviendra d'étudier deux cas d'orientation du vent : $\theta = 0^\circ$ ou 180° et $\theta = 90^\circ$ ou 270°

Les dimensions de l'immeuble relativement aux orientations du vent susmentionnées sont les suivantes :

/	θ	
	0° ou 180°	90° ou 270°
4 rue François de Guise	$b = 18m$ et $d = 13m$	$b = 13m$ et $d = 18m$

Avec b la longueur de la façade perpendiculaire au vent et d la longueur de la façade parallèle au vent.

Cas d'orientation n° 1 : $\theta = 0^\circ$ ou 180° :

La pente de la toiture est retenue telle que :

$$\alpha = 30^\circ$$

Il vient alors les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ par zone :

	F	G	H	I	J
$c_{pe,10} (-)$	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
$c_{pe,10} (+)$	0,7	0,7	0,4	0	0

Les coefficients de pression intérieure sont $c_{pi} = +0,2$ ou $c_{pi} = -0,3$.

La pression aérodynamique agissant sur les parois extérieures est donnée telle que :

$$w_e = c_{pe} * q_p$$

La pression aérodynamique agissant sur les parois intérieures est donnée telle que :

$$w_i = c_{pi} * q_p$$

La pression aérodynamique s'appliquant *in fine* sur chaque paroi vaut donc $w = w_e + w_i$

Considérant les coefficients donnés ci-dessus il vient, finalement, pour chaque zone :

	F	G	H	I	J
$c_{pe,10} (-)$	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
$c_{pi} (-)$	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
$c_{pe,10} (+)$	0,7	0,7	0,4	0	0
$c_{pi} (+)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$w (-) [N.m^{-2}]$	-443,4	-443,4	-277,1	-388	-443,4
$w (+) [N.m^{-2}]$	498,8	498,8	332,5	110,8	110,8

Le coefficient de pression intérieure le plus défavorable est directement indiqué pour chaque face.

Cas d'orientation n°2 : $\theta = 90^\circ$ ou 270° :

La pente de la toiture est retenue telle que :

$$\alpha = 30^\circ$$

Il vient alors les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ par zone :

	F	G	H	I
$c_{pe,10} (+)$	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5

Les coefficients de pression intérieure sont $c_{pi} = +0,2$ ou $c_{pi} = -0,3$.

La pression aérodynamique agissant sur les parois extérieures est donnée telle que :

$$w_e = c_{pe} * q_p$$

La pression aérodynamique agissant sur les parois intérieures est donnée telle que :

$$w_i = c_{pi} * q_p$$

La pression aérodynamique s'appliquant *in fine* sur chaque paroi vaut donc $w = w_e + w_i$

Considérant les coefficients donnés ci-dessus il vient, finalement, pour chaque zone :

	F	G	H	I
$c_{pe,10} (-)$	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
$c_{pi} (-)$	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
$w (-) [N.m^{-2}]$	-775,9	-942,1	-609,6	-443,4

Le coefficient de pression intérieure le plus défavorable est directement indiqué pour chaque face.

Synthèse des charges de vent :

Il apparaît que la charge de vent la plus intense vaut, indépendamment du cas d'orientation :

$$- w = -942,1 N.m^{-2} \text{ ou } w = +498,8 N.m^{-2} \text{ en toiture.}$$

S'agissant de la charge de vent en toiture, la charge de calcul sera évaluée au cas par cas en ceci que l'intensité de la charge de vent peut entraîner une modification du signe des charges globales sur l'élément.

5.3.2 Chevron courant

Il est vérifié, ci-après, un chevron courant soumis :

- À son poids propre ;
- Au poids du complexe de couverture (ardoises, liteaux, voliges) ($G' = 0,1 kN/m^2$) ;
- Au poids d'un isolant, prévu dans le cadre du projet ($G' = 0,1 kN/m^2$) ;
- Aux charges de neige ;
- Aux charges de vent ;

Considérant le rôle structurel du chevron il sera considéré, ci-après, qu'il travaille, s'agissant des charges s'appliquant sur son propre versant de toiture, comme une poutre isostatique sur deux appuis soumise à un chargement uniformément réparti. S'agissant des charges s'appliquant sur le versant opposé, il sera considéré que le chevron travaille comme un poteau soumis à un effort de compression en tête. Considérant la géométrie de la toiture étudiée, les efforts issus du versant opposé au chevron seront pondérés d'un coefficient $\tan(\alpha) = 0,51$; avec $\alpha = 27^\circ$ la pente de toiture.

Le chevron courant étudié présente une section de $115 * 135mm$, une portée de 2,95m et un entraxe de 66cm. Il est réputé en sapin, de classe mécanique C18, donc de poids propre moyen $\rho_{mean} = 380 kg/m^3$ (et donc de poids propre linéique $G = 0,06 kN/m$). Considérant le rôle du chevron dans la charpente, il est réputé de classe de service 2. La toiture est réputée inaccessible.

Géométrie

Largeur : 115 mm
 Hauteur : 135 mm
 Portée : 2,95 m
 Entraxe horiz. : 0,66 m
 Pente toiture : 27 °
 22,0 %
 Longueur de déversement : 2,95 m
 Retrait : NC

Matériau :

Classe de résistance : C18
 Classe de service : classe 2

$f_{m,k}$ = 18 Mpa
 $f_{v,k}$ = 3,4 Mpa
 γ_m = 1,3
 ρ_{mean} = 380 kg/m³
 k_{def} = 0,8
 $E_{m,0}$ = 9000 Mpa
 $E_{m,\infty}$ = 5000 Mpa

Revetement de sol

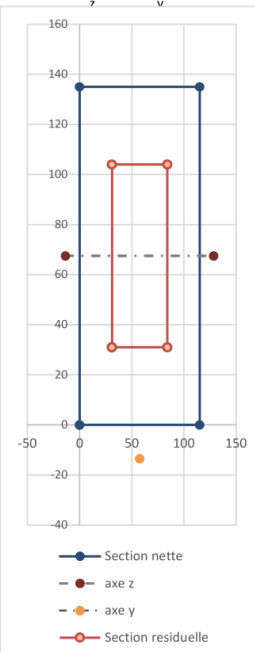
Rien (calcul pour support toiture)

Feu :

Durée : 30 mm

	Contact	Protection
Face supérieure	OUI	Rien
Face inférieure	OUI	Rien
Face de droite	OUI	Rien
Face de gauche	OUI	Rien

1. DONNEES D'ENTREE



Section nette
 axe z
 axe y
 Section résiduelle

Etat : iso
 Taux de travail : 28%

ELS

W_{fin} : L/125
 $W_{net,fin}$: L/200
 $W_{inst(Q)}$: L/300
 second œuvre $W_{fin} - W_{inst,G}$: 0
 Contreflèche W_c : 0 mm

(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 2.3.1.3)
 (NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 (NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 2.4 - Tableau 2.3)
 (NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 (EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)

VERIFICATION

3. VERIFICATION ELU : 18%
 INSTABILITE Pas de risque de déversement
 4. VERIFICATION ELS : 24%
 5. STABILITE FEU : 28%

2. CAS DE CHARGE

	Permanent	Neige	Exploitation	vent ascendant	Vent descendant
	q_d	q_s	q_d	q_{w+}	q_{w-}
Valeur (kN/m²)	0,19	0,36	0,00	0,50	-0,94
Entraxe (m)	0,74	0,66	0,74	0,74	0,74
k_{mod}	0,6	0,9	1,1	1,1	1,1
poids propre	0,059 kN/ml				
ψ_0	1	0,5	0,0001	0,6	0,6
ψ_1	1	0,2	0,0001	0,2	0,2
ψ_2	1	0	0,00001	0	0

3. VERIFICATION ELU

Combinaison la plus défavorable :
 $1,35G + 1,5W + 1,5\psi_0S = 1,01 \text{ kN/m}$
 $k_{mod} \text{ retenu} = 1,1$

(EN NF 1990 - Annexe national - Tableau 2.4)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 3 - Tableau 3.1)

Coefficient de hauteur
 Si $h < 150$: selon γ : $k_{hy} = 1,02$

(EN NF 1995- 1.1 - Section 3 - Equation 3.1 ou 3.2)

Réactions repère global:

	Appui gauche	Appui droit
	1,5 kN	1,5 kN

Vérification à la flexion :

	Valeur	Unité
M_y	1,0	kN.m
σ_{myd}	2,8	Mpa
f_{myd}	15,6	Mpa

Taux de travail selon γ : 18% < 1
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.1.6)

Déversement ELU :

	Valeur	Unité
l_{ef}	2898,0	mm
$E_{0,05}$	6000,0	Mpa
$\sigma_{my,crit}$	158,2	Mpa
$\lambda_{rel,m}$	0,3	
k_{crit}	1,0	
$k_{crit} \cdot f_{myd,y}$	15,6	Mpa

Taux de travail selon γ : 18% < 1
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Tableau 6.1)
 (NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.32)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.30)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.34)
 (EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.33)

Pas de risque de déversement

Vérification au cisaillement :			
$k_{cr} =$	1,00		(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.13a)
$V_y =$	1,5	kN	
$\tau_d =$	0,14	Mpa	
$f_{vd} =$	2,9	Mpa	
Taux :	5%	< 1	(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.13a)
Iso			
ELU			
18%			

4. VERIFICATION ELS					
Choix de la combinaison :					
G + W + + $\Psi 0S$	0,7 kN/m				(EN NF 1990 - Annexe national - Tableau 2.4)
Inertie :	23578593,8	mm ⁴			
Wel	3,49E+05	mm ³			
Flèche finale admissible W_{fin} :	L/125				(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)
Flèche nette finale admissible $W_{net,fin}$:	L/200				(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)
Flèche instantanée admissible $W_{inst(Q)}$:	L/300				(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)
Fleche de second œuvre ($W_{fin} - W_{inst,G}$)	0 = 0				
Contreflèche :	0	mm			
(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)					
			limite		Taux
Uinst,G	0,83	mm			
Ucreep,G	0,67	mm			
Uinst,S	0,49	mm	<	0,0 mm	0%
Ucreep,S	0,00	mm			
Uinst,q	0,00	mm	<	0,0 mm	0%
Ucreep,q	0,00	mm			
Uinst,W+	1,53	mm	<	9,8 mm	16%
Uinst,W-	0,00	mm	<	0,0 mm	0%
U inst Q	2,03			9,8	21%
Ufin	3,52	mm	<	23,6 mm	15%
Ufin - Uinst,G	2,69	mm	<	0,0 mm	0%
Unet,fin	3,52	mm	<	14,8 mm	24%
Iso					
ELS					
24%					

5. STABILITE FEU					
G + $\Psi 1W+$ =	0,3 kN/m				(EN NF 1990 - Annexe national - Tableau 2.1)
$\beta_n =$	0,80	mm/min			(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 3 - Tableau 3.1)
$\gamma_{m,fi} =$	1				(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 2.3 - equation 2.2 - Note 2)
$k_{fi} =$	1,25				(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 4.2.2 - Commentaire (5))
$k_{mod,fi} =$	1				(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 2.3 - Tableau 2.1)
Ep. brûlée					
	Sup	Inf	Droite	Gauche	
t_{ch} (min)	0	0,00	0,00	0,00	(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 3.1.3.3 -Equation 3.12)
d_{char} (mm)	24	24,00	24	24	(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 3.4 -Equation 3.2)
d_o (mm)	7	7	7	7	(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 4.2.2 -Equation 4.1)
$d_{ef} \Sigma$	31	31	31	31	mm
$d_{ef,largeur,gauche} =$	31,0	mm			
$d_{ef,largeur,droite} =$	31,0	mm			
$d_{ef,supérieur} =$	31,0	mm			
$d_{ef,inférieur} =$	31,0	mm			
Section résiduelle					
$b' =$	53,0	mm			
$h' =$	73,0	mm			
Vérification à la flexion :					
	Isostatique				
$M_y =$	0,30	kN.m			
$\sigma_{myd} =$	6,36	MPa			
$f_{myd,fi} =$	22,50	MPa			
Taux :	28%	> 1			
Vérification au cisaillement :					
$V =$	0,41	kN			
$\tau_d =$	0,16	MPa			
$f_{vd,fi} =$	4,25	MPa			
Taux :	4%	< 1			
Iso					
STABILITE AU FEU					
VERIFIE					
28%					

VERIFICATION POTEAU EN FLEXION COMPOSEE

1. Données d'entrée

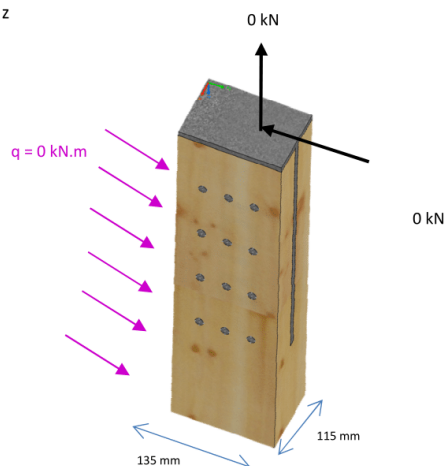
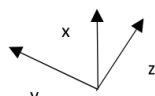
A remplir

A ne pas toucher

Etat :

Vérifié

Type d'effort présent		
EFFORT PERMANENT NON PONDERE		
Permanent	-0,2	kN
Exploitation	0,0	kN
ψ_0		
ψ_1		
ψ_2		
Neige	-0,4	kN
Altitude projet	182	m
FLEXION NON PONDEREE		
Effort de vent	0,00	kN.m ²
Entraxe poteau	0,0	m
Charge linéaire	0,0	kN.m

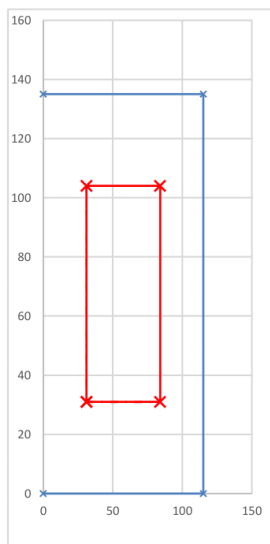


Matériau bois		
GEOMETRIE		
Hauteur (h_{eb})	135	mm
Epaisseur (e_{eb})	115	mm
longueur	2,95	m
coef Lcr	1	
lg flambement axe y	2,95	m
lg flambement axe z	2,95	m
CARACTERISTIQUES		
Classe mécanique	C18	
Classe de service	2	
$f_{m,k}$	18	Mpa
$f_{t,0,k}$	11	Mpa
$f_{t,90,k}$	0,5	Mpa
$f_{c,0,k}$	18	Mpa
$f_{c,90,k}$	2,2	Mpa
$f_{v,k}$	3,4	Mpa
E_{mean}	9000	Mpa
$E_{0,05}$	6000	Mpa
G_{mean}	560	Mpa
$G_{0,05}$	373	Mpa
ρ_k	320	kg/m ³
ρ_{mean}	380	kg/m ³
$Y_{m,bois}$	1,3	
k_{cr}	0,67	
k_{def}	0.8	

Taux travail
3%

Compression N/A à l'ELS
0.0 MPA

ELS	
Wfin	L/125
Wnet,fin	L/200

[illegible]

(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(EN 1995-1-1 - Section 2.4.1 - Tableau 2.3)
F 1995- 1.1 - Section 6.13a/annexe national 6.1.7)
(EN 1995.1.1 - Section 3.1.4 - Tableau 3.2)

FEU		
durée :	30	mm
	Contact	Protection
Face supérieure	OUI	Rien
Face inférieure	OUI	Rien
Face de droite	OUI	Rien
Face de gauche	OUI	Rien

2. CALCUL					
2.1 Résistance élément bois					
<u>2.1.1 Caractéristique</u>					
Iz	2,36E+07	mm ⁴			
Iy	1,71E+07	mm ⁴			
khy	1,02				(EN NF 1995- 1.1 - Section 3 - Equation 3.1 ou 3.2)
khz	1,05				(EN NF 1995- 1.1 - Section 3 - Equation 3.1 ou 3.2)
<u>2.1.2.Résistance à la traction/compression</u>					
combinaison :1,35G + 1,5S =			-0,9	kN	kmod : 0,9
σc	0,06	Mpa			
fc,0,d	12,46	Mpa			(EN 1995-1-1 - Section 6.1.2/3 - Equation 6.1/2)
n	0%				
<u>2.1.3 Résistance cisaillement</u>					
Combinaison : 1,5 W+ =			0	kN.m	kmod : 1,1
V _{Ed}	0,00	kN			
τ	0,00	Mpa			
f _{v,d}	2,88	Mpa			(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.13a)
n	0%				
<u>2.1.4 Résistance flexion</u>					
Combinaison : 1,5 W+ =			0	kN.m	kmod : 1,1
km	0,7				(EN 1995-1-1 - Section 6.1.6 - note (2))
Med	0,0	kN.m			
σ _{my}	0,00	Mpa			
f _{m,d}	15,56	Mpa			
ny	0%				(EN 1995-1-1 - Section 6.1.6 - Equation 6.11)
<u>2.1.5 Combinaison sans flambement</u>					
kmod dimensionnant	0,9				
flexion + compression	0%				(EN 1995-1-1 - Section 6.2.4 - Equation 6.19)
flexion + traction	0%				(EN 1995-1-1 - Section 6.2.4 - Equation 6.17)
<u>2.1.6 Flambement</u>					
longueur flambement					
L axe y	2950	mm			
L axe z	2950	mm			
Rayon de giration					
iy	38,97	mm			
iz	33,20	mm			
Elancement					
λ _y	75,7				
λ _z	88,9				
Rapport d'élancement					
λ _{rel,y}	1,320				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.21)
λ _{rel,z}	1,549				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.22)
Coefficient					
β _c	0,2				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.29)
k _y	1,473				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.27)
kz	1,825				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.28)
k _{c,y}	0,470				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.25)
k _{c,z}	0,358				(EN 1995-1-1 - Section 6.3.2 - Equation 6.26)
Combinaison flexion/compression avec flambement					
kmod dimensionnant	0,9				
Axe y	1%				
Axe z	1%				

2.1.7 Deversement

L_{ef}	2655	mm	(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Tableau 6.1)
$\sigma_{my,crit}$	172,7	Mpa	(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.32)
$\lambda_{rel,m}$	0,32		(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.30)
k_{crit}	1,00		(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.34)
$k_{crit} \cdot f_{myd,y}$	0,01	Mpa	(EN NF 1995- 1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.33)
Taux de travail selon y :	1%	< 1	

2.2 Déformation élément bois

Flèche finale admissible W_{fin} :	L/125	(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)
Flèche nette finale admissible $W_{net,fin}$:	L/200	(EN NF 1995- 1.1 - Section 7.2)
$U_{inst,W+}$	0,0 mm	
U_{fin}	0,0 mm	< 23,6 mm
$U_{net,fin}$	0,0 mm	< 14,8 mm

3. CALCUL AU FEU

$\beta_n =$	0,80	mm/min	(EN NF 1995- Partie 1.2 - Section 3 - Tableau 3.1)
$\gamma_{m,fi} =$	1		(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 2.3 - equation 2.2 - Note 2)
$k_{fi} =$	1,25		(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 4.2.2 - Commentaire (5))
$k_{mod,fi} =$	1		(EN NF 1995 -Partie 1.2 - Section 2.3 - Tableau 2.1)

Ep. brûlée

	Sup	Inf	Droite	Gauche	
t_{ch} (min)	0	0	0	0	(EN NF 1995-Partie 1.2-Section 3.1.3.3-Equation 3.12)
d_{char} (mm)	24	24	24	24	(EN NF 1995-Partie 1.2-Section 3.4-Equation 3.2)
d_0 (mm)	7	7	7	7	(EN NF 1995-Partie 1.2-Section 4.2.2-Equation 4.1)
$d_{ef} \Sigma$	31	31	31	31	mm

$d_{ef \text{ largeur, gauche }} =$	31,0	mm
$d_{ef \text{ largeur, droite }} =$	31,0	mm
$d_{ef \text{ supérieur }} =$	31,0	mm
$d_{ef \text{ ,inférieur }} =$	31,0	mm

Section résiduelle

$b' =$	53,0	mm
$h' =$	73,0	mm

3.1 Résistance élément bois

3.1.1 Caractéristique

Il convient de noter, ici, que la contribution du versant opposé aux efforts développés dans le chevron est négligeable.

5.3.3 Panne courante

Il est réalisé, ci-après, la vérification d'une panne courante. Suivant la géométrie de la charpente observée, il est considéré qu'une panne courante reprend 6 chevrons courants par versant tels que précédemment calculés. Les charges ponctuelles issues des chevrons sont linéarisées sur la panne, de sorte que l'on conserve les hypothèses précédentes en matière de chargement.

La panne courante étudiée présente une section de 175 * 235mm (panne faîtière relevé en partie courante) et une portée de 4,62m. Elle est réputée en sapin, de classe mécanique C18, donc de poids propre moyen $\rho_{mean} = 380 \text{ kg/m}^3$ (et donc de poids propre linéique $G = 0,09 \text{ kN/m}$). Considérant le rôle de la panne dans la charpente, elle est réputée de classe de service 2.

1. DONNÉES D'ENTRÉE

Géométrie

Largeur : 175 mm
Hauteur : 235 mm
Portée : 4,62 m
Entraxe horiz. : 2,00 m
Pente toiture : 0 °
Longueur de déversement : 4,62 m
Retrait : NC

Matériau :

Classe de résistance : C18
Classe de service : classe 2

$f_{m,k} = 18 \text{ Mpa}$
 $f_{t,k} = 3,4 \text{ Mpa}$
 $\gamma_m = 1,3$
 $\rho_{mean} = 380 \text{ kg/m}^3$
 $k_{def} = 0,8$
 $E_{m,0} = 9000 \text{ Mpa}$
 $E_{m,ed} = 5000 \text{ Mpa}$

Revetement de sol :
Rien (calcul pour support toiture)

Feu :
Durée : 60 mm

Face supérieure : Contact
Face inférieure : OUI
Face de droite : OUI
Face de gauche : OUI

Protection : Rien
Rien
Rien
Rien

Etat : iso
Taux de travail : 93%

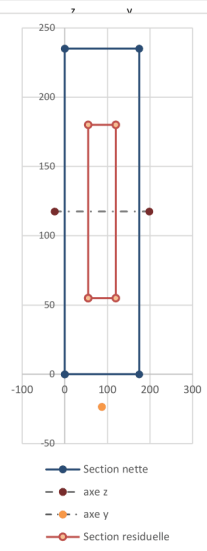
ELS

$W_{tot} = L/125$
 $W_{tot,fin} = L/200$
 $W_{tot,Q0} = L/300$
second œuvre $W_{tot} - W_{tot,G} = 0$
Contreflèche $W_c = 0 \text{ mm}$

(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(EN NF 1995-1.1 - Section 2.3.1.3)
(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(EN NF 1995-1.1 - Section 2.4 - Tableau 2.3)
(NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
(EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)

VERIFICATION

3. VERIFICATION ELU : 44%
INSTABILITE Pas de risque de déversement
4. VERIFICATION ELS : 55%
5. STABILITE FEU : 93%



Section nette
axe z
axe y
Section résiduelle

2. CAS DE CHARGE

	Permanent	Neige	Exploitation	vent ascendant	Vent descendant
Valeur (kN/m²)	0,46	0,46	0,00	0,63	-1,19
Entraxe (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$k_{mod} =$	0,6	0,9	1,1	1,1	1,1

poids propre : 0,15628 kN/ml

	Permanent	Neige	Exploitation	vent ascendant	Vent descendant
ψ_0	1	0,5	0,0001	0,6	0,6
ψ_1	1	0,2	0,0001	0,2	0,2
ψ_2	1	0	0,00001	0	0

3. VERIFICATION ELU

Combinaison la plus défavorable :

$1,35G + 1,5W + 1,5\psi_0S = 4,03 \text{ kN/m}$ (EN NF 1990 - Annexe nationale - Tableau 2.4)
 $k_{mod} \text{ retenu} = 1,1$ (EN NF 1995-1.1 - Section 3 - Tableau 3.1)

Coefficient de hauteur (EN NF 1995-1.1 - Section 3 - Equation 3.1 ou 3.2)
Si $h < 150$: selon y : $k_{hy} = 1,00$

Réactions repère global :

Appui gauche : 9,3 kN
Appui droit : 9,3 kN

Vérification à la flexion :

$M_y = 10,8 \text{ kN.m}$
 $\sigma_{myd} = 6,7 \text{ Mpa}$
 $f_{myd} = 15,2 \text{ Mpa}$

Taux de travail selon y : 44% < 1 (EN NF 1995-1.1 - Section 6.1.6)

Déversement ELU :

$L_{ed} = 4581,0 \text{ mm}$ (EN NF 1995-1.1 - Section 6.3.3 - Tableau 6.1)
 $E_{0,05} = 6000,0 \text{ Mpa}$ (NF EN 338 Bois massif et NF EN 14 080 LC)
 $\sigma_{myd,05} = 133,1 \text{ Mpa}$ (EN NF 1995-1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.32)
 $\lambda_{rel,y} = 0,4$ (EN NF 1995-1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.30)
 $k_{05} = 1,0$ (EN NF 1995-1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.34)
 $k_{05} \cdot f_{myd,y} = 15,2 \text{ Mpa}$ (EN NF 1995-1.1 - Section 6.3.3 - Equation 6.33)

Taux de travail selon y : 44% < 1

Pas de risque de déversement

Vérification au cisaillement :			
$k_{ct} =$	0,67		(EN NF 1995-1.1 - Section 6.13a)
$V_y =$	9,3	kN	
$\tau_d =$	0,51	MPa	
$f_{vd} =$	2,9	MPa	
Taux :	18%	< 1	(EN NF 1995-1.1 - Section 6.13a)
			Iso
ELU			44%

4. VERIFICATION ELS					
Choix de la combinaison :					
G + W+ + $\psi_0 S$	2,8 kN/m				(EN NF 1990 - Annexe national - Tableau 2.4)
Inertie :	189260677	mm ⁴			
Wel	1,61E+06	mm ³			
Flèche finale admissible W_{fin} :	L/125				(EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)
Flèche nette finale admissible $W_{net,fin}$:	L/200				(EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)
Flèche instantanée admissible $W_{inst(Q)}$:	L/300				(EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)
Flèche de second œuvre ($W_{fin} - W_{inst,G}$)	0 = 0				
Contreflèche :	0	mm			(EN NF 1995-1.1 - Section 7.2)
				limite	Taux
Uinst,G	3,75	mm			
Ucreep,G	3,00	mm			
Uinst,S	1,60	mm	<	0,0 mm	0%
Ucreep,S	0,00	mm			
Uinst,q	0,00	mm	<	0,0 mm	0%
Ucreep,q	0,00	mm			
Uinst,W+	4,39	mm	<	15,4 mm	28%
Uinst,W-	0,00	mm	<	0,0 mm	0%
U inst Q	5,99			15,4	39%
Ufin	12,74	mm	<	37,0 mm	34%
Ufin - Uinst,G	8,99	mm	<	0,0 mm	0%
Unet,fin	12,74	mm	<	23,1 mm	55%
					Iso
ELS					55%

5. STABILITE FEU					
G + $\psi_1 W+$ =	1,3 kN/m				(EN NF 1990 - Annexe national - Tableau 2.1)
$\beta_n =$	0,80	mm/min			(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 3 - Tableau 3.1)
$\gamma_{m,fi} =$	1				(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 2.3 - equation 2.2 - Note 2)
$k_{fi} =$	1,25				(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 4.2.2 - Commentaire (5))
$k_{mod,fi} =$	1				(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 2.3 - Tableau 2.1)
Ep. brûlée					
	Sup	Inf	Droite	Gauche	
t_{ch} (min)	0	0,00	0,00	0,00	(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 3.1.3.3 - Equation 3.12)
d_{char} (mm)	48	48,00	48	48	(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 3.4 - Equation 3.2)
d_0 (mm)	7	7	7	7	(EN NF 1995 - Partie 1.2 - Section 4.2.2 - Equation 4.1)
d_{ef} Σ	55	55	55	55	mm
$d_{ef,largeur,gauche} =$	55,0	mm			
$d_{ef,largeur,droite} =$	55,0	mm			
$d_{ef,supérieur} =$	55,0	mm			
$d_{ef,inférieur} =$	55,0	mm			
Section résiduelle					
$b' =$	65,0	mm			
$h' =$	125,0	mm			
Vérification à la flexion :					
	Isostatique				
$M_y =$	3,54	kN.m			
$\sigma_{myd} =$	20,94	MPa			
$f_{myd,fi} =$	22,50	MPa			
Taux :	93%	< 1			
Vérification au cisaillement :					
$V =$	3,07	kN			
$\tau_d =$	0,57	MPa			
$f_{vd,fi} =$	4,25	MPa			
Taux :	13%	< 1			
					Iso
STABILITE AU FEU				VERIFIE	93%

5.4 Synthèse des résultats et commentaires

Une synthèse des résultats obtenus à l'issue des vérifications de capacités portantes est donnée ci-après. S'agissant des planchers en béton armé, il apparaît, dans tous les cas, que le critère dimensionnant est le taux de travail en traction dans l'acier. Cet état de fait procède, en premier lieu, de la faiblesse de la résistance élastique théorique des aciers ronds lisses ($f_{yk} = 240 \text{ MPa}$).

	Taux de travail (EC2 - déformation acceptable de l'élément)	
	X-X	Y-Y
Plancher bas du RDC (SD5) Bureau de l'angle nord-ouest	22,4%	27,4%
Plancher bas du R+1 (SD4) Bureau de l'angle sud-ouest	25,9%	91%
Plancher bas du R+1 (SD3) Bureau de l'angle nord-est	66,6%	81,3%
Plancher bas du R+2 (SD2) Bureau de l'angle sud-ouest	40,1%	89%
Plancher bas du R+2 (SD1) Bureau de l'angle sud-est	91,7%	136%

Tableau 1 : Synthèse des taux de travail en traction dans l'acier, au sens de la norme NF EN 1992 (ELS).

Plancher bas du RDC - bureau de l'angle nord-ouest - SD5 :

- Le ferrailage, dense suivant la direction est-ouest et faible suivant la direction nord-sud, suggère que la dalle concernée fut conçue comme une dalle sur deux appuis ;
- Le plancher est vérifié à l'état existant suivant les données géométriques obtenues durant la campagne de diagnostic et les hypothèses de calcul posées ;
- Il est prévu, dans le cadre du projet, la démolition des cloisons séparant les bureaux du RDC, notamment au droit du plancher étudié. Cette démolition contribue à décharger le plancher concerné, ce qui est favorable au sens de sa capacité portante ;
- Il est prévu, dans le cadre du projet, d'introduire une surcharge ponctuelle dans l'angle sud-ouest du plancher concerné. En l'absence de données complémentaires relatives à la nature et/ou à l'intensité de cette surcharge il est préconisé d'en limiter l'intensité au domaine des charges d'exploitation retenues pour le calcul (250 kg/m^2). Si l'intensité de la surcharge ponctuelle projetée devait excéder cette valeur il pourrait être nécessaire de renforcer le plancher concerné, en introduisant, par exemple, un portique de reprise au sous-sol ;
- Il a été montré, durant la vérification, que la classe d'exposition du béton n'offrait pas de se dispenser d'un calcul de maîtrise de la fissuration de la dalle au sens de l'Eurocode 2. Il apparaît cependant que le plancher étudié vérifie le critère de maîtrise de la fissuration lorsque celle-ci est très préjudiciable, au sens du BAEL 1983. Considérant l'âge de la structure en béton armé, la faiblesse de l'enrobage des aciers tendus, la porosité qualitative du béton observé et, finalement, la profondeur du front de carbonatation observée, dans le sondage destructif, au moyen d'un essai à la thymolphtaléine il demeure préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, crépi, encoffrement), une barrière entre le béton armé et son environnement afin d'en favoriser la durabilité ;

Plancher bas du R+1 - bureau de l'angle sud-ouest - SD4 :

- Le ferrailage, analogue suivant les deux directions, suggère que la dalle concernée fut conçue comme une dalle sur quatre appuis ;
- Le plancher est vérifié à l'état existant suivant les données géométriques obtenues durant la campagne de diagnostic et les hypothèses de calcul posées ;
- Considérant l'âge de la structure en béton armé, la faiblesse de l'enrobage des aciers tendus, la porosité qualitative du béton observé et, finalement, la profondeur du front de carbonatation observée, dans le sondage destructif, au moyen d'un essai à la thymolphtaléine il demeure préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, crépi, encoffrement), une barrière entre le béton armé et son environnement afin d'en favoriser la durabilité ;

Plancher bas du R+1 - bureau de l'angle nord-est - SD3 :

- Le ferrailage, analogue suivant les deux directions, suggère que la dalle concernée fut conçue comme une dalle sur quatre appuis ;
- Le plancher est vérifié à l'état existant suivant les données géométriques obtenues durant la campagne de diagnostic et les hypothèses de calcul posées ;
- Il est prévu, dans le cadre du projet, la démolition des cloisons séparant les bureaux du R+1, notamment au droit du plancher étudié. Cette démolition contribue à décharger le plancher concerné, ce qui est favorable au sens de sa capacité portante ;
- Considérant l'âge de la structure en béton armé, la faiblesse de l'enrobage des aciers tendus, la porosité qualitative du béton observé et, finalement, la profondeur du front de carbonatation observée, dans le sondage destructif, au moyen d'un essai à la thymolphthaléine il demeure préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, crépi, encoffrement), une barrière entre le béton armé et son environnement afin d'en favoriser la durabilité ;

Plancher bas du R+2 - bureau de l'angle sud-ouest - SD2 :

- Le ferrailage, analogue suivant les deux directions, suggère que la dalle concernée fut conçue comme une dalle sur quatre appuis ;
- Le plancher est vérifié à l'état existant suivant les données géométriques obtenues durant la campagne de diagnostic et les hypothèses de calcul posées ;
- Considérant l'âge de la structure en béton armé, la faiblesse de l'enrobage des aciers tendus, la porosité qualitative du béton observé et, finalement, la profondeur du front de carbonatation observée, dans le sondage destructif, au moyen d'un essai à la thymolphthaléine il demeure préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, crépi, encoffrement), une barrière entre le béton armé et son environnement afin d'en favoriser la durabilité ;

Plancher bas du R+2 - bureau de l'angle sud-est - SD1 :

- **Le plancher n'est pas vérifié à l'état existant suivant les données géométriques obtenues durant la campagne de diagnostic et les hypothèses de calcul posées.** Dans ce cadre, il convient de noter que :
 - o Le poids volumique retenu pour la chape armée est particulièrement élevé. Il n'est pas possible de le réduire en l'absence de données complémentaires, mais il est envisageable que la chape armée, dont la mise en œuvre est attribuée à la rénovation de l'ouvrage en 2002, ait été réalisée en béton allégé ;
 - o Il est possible que la cloison située sous le plancher concerné, dont il est prévu, dans le cadre du projet, qu'elle soit détruite, a pu commencer à reprendre le plancher concerné ;
 - o À ce titre, il conviendra de justifier du caractère allégé du béton ou de déposer la chape existante pour la remplacer par une chape allégée ;
 - o Il est prévu, dans le cadre du projet, la démolition des cloisons séparant les bureaux du R+2, notamment au droit du plancher étudié. Cette démolition contribue à décharger le plancher concerné, ce qui est favorable au sens de sa capacité portante ;
 - o Une variante intégrant la démolition des cloisons au R+2 dans le local concerné et la mise en œuvre d'une chape de béton allégée ($e = 3\text{cm}$; $\gamma = 1200\text{ kg/m}^3$) permet de tendre, significativement, vers une vérification du plancher (70,5% (resp. 104,6%) de taux de travail suivant l'axe X-X (resp. Y-Y)) ;
- Considérant l'âge de la structure en béton armé, la faiblesse de l'enrobage des aciers tendus, la porosité qualitative du béton observé et, finalement, la profondeur du front de carbonatation observée, dans le sondage destructif, au moyen d'un essai à la thymolphthaléine il demeure préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, crépi, encoffrement), une barrière entre le béton armé et son environnement afin d'en favoriser la durabilité ;

	Taux de travail (EC5)	
	ELS	ELU
Chevron courant	28%	18%
Panne courante	93%	44%

Tableau 2 : Synthèse des taux de travail dans le bois, au sens de la norme NF EN 1995 (ELS et ELU).

Chevron courant :

- Le chevron courant est vérifié à l'état projeté, intégrant une isolation sous rampant ;
- Le chevron courant présente une tenue au feu de 30 minutes. Au-delà, il conviendra de mettre en œuvre des moyens de protection de la section (type encoffrement en BA13, à dimensionner suivant la durée de tenue au feu désirée) ;

Panne courante :

- La panne courante est vérifiée à l'état projeté, intégrant une isolation sous rampant ;
- La panne courante présente une tenue au feu de 60 minutes. Au-delà, il conviendra de mettre en œuvre des moyens de protection de la section (type encoffrement en BA13, à dimensionner suivant la durée de tenue au feu désirée) ;

6. VÉRIFICATIONS DE TENUES AU FEU

Il est réalisé, ci-après, la vérification de la tenue au feu d'éléments de structure étudiés dans le cadre du diagnostic objet du présent rapport.

6.1 Tenue au feu des voiles maçonnés

Il est rappelé que la norme NF EN 1996 n'intègre pas de dispositions relatives à la tenue au feu des voiles maçonnés. Il est également rappelé que le développement, dans l'épaisseur d'un voile maçonné et à l'occasion d'un incendie, d'un gradient thermique peut cependant engendrer des déformations issues de la dégradation progressive des matériaux.

Dans ce cadre, considérant l'épaisseur des voiles porteurs maçonnés de l'ordre de 40 cm observés dans l'ouvrage, en l'absence d'anomalies relevées par des moyens non-destructifs ou destructifs, il peut être considéré que la tenue au feu des voiles maçonnés, notamment au sous-sol, est de l'ordre de 120 min.

6.2 Tenue au feu des éléments de charpente

Il a été étudié la tenue au feu des éléments de charpente au cours de la vérification de leur capacité portante. À ce titre, il est rappelé que, sans protections, les chevrons courants présentent une tenue au feu de 30 minutes tandis que les pannes courantes présentent une tenue au feu de 60 minutes.

6.3 Tenue au feu des éléments de structure horizontaux en béton armé

Il a été étudié la tenue au feu des dalles en béton armé dont la capacité portante a été vérifiée et qui présentent, pour chaque étage, l'acier le moins enrobé :

Dalle BA Deux sens porteur										
Element	lx (m)	ly (m)	ly/lx	hauteur (mm)	hauteur inf (mm)	Enrobage (mm)	Diamètre armature (mm)	Distance à l'axe (mm)	Distance inf (mm)	Tenue au feu (min)
PH SS1	2,67	5,04	1,88764	180	175	10	10	15	15	60
PH RDC	3,71	5,79	1,560647	160	150	5	10	10	10	30
PH R+1	5,53	6,84	1,23689	160	150	20	9	24,5	20	120

Tableau 3 : Tenue au feu des dalles en béton armé sondées durant l'intervention de diagnostic et qui présentent, par étage, l'acier le moins enrobé.

Il apparaît que le plancher haut du RDC présente, au moins localement et du fait du très faible enrobage des aciers, une tenue au feu de 30 minutes.

7. CONCLUSION GÉNÉRALE ET PRÉCONISATIONS

Une équipe du BET STRUCTUREO composée d'un ingénieur structure accompagné de deux techniciens est intervenue dans l'immeuble sis au 4 rue François de Guise, dans la journée du mercredi 26 février 2025. Une inspection visuelle, des sondages non destructifs, destructifs, des essais à la thymolphthaléine, des prélèvements d'échantillons de bois ainsi que des relevés de côtes utiles à la modélisation de l'ouvrage ont été réalisés.

7.1 Historique

Il est tout d'abord rappelé qu'il est possible d'attribuer la construction de l'immeuble objet du présent rapport, sis au 4 rue François de Guise, dans la *Ville Nouvelle* de Metz, à la période 1910. Il appartiendrait à l'ensemble des villas établies entre l'actuelle avenue de Lattre de Tassigny et les berges de la Moselle. À ce titre, il apparaît que les planchers en béton armé de l'immeuble sis au 4 rue François de Guise appartiennent aux premiers ouvrages de béton armé réalisés dans cette partie de l'Empire allemand ; la technique ayant été inventée en France et s'étant exportée par la suite.

7.2 Inspections visuelles

Au cours de l'inspection, il n'est apparu qu'une typologie de désordres structurels, à savoir la présence de fissures du béton, en faible nombre, dont il a été montré qu'elles résultent des modalités de mise en œuvre des planchers en béton armé lors de la construction de l'ouvrage. Considérant l'époque de construction de l'ouvrage et, sous ce rapport, la maîtrise limitée des procédés de mise en œuvre du béton armé qui permettent, aujourd'hui, d'en garantir la durabilité, il apparaît que certains aciers ont été mal calés/positionnés durant la mise en œuvre. Il en résulte un enrobage de ces aciers faible voire très faible. Il a également été vu, dans les sondages destructifs, un béton qualitativement poreux, vraisemblablement en raison de l'absence de vibration lors de la mise en œuvre qui a favorisé la migration des plus gros éléments de la matrice granulaire vers l'intrados.

Dans ce cadre et afin de favoriser la durabilité des planchers concernés, il est recommandé de conserver la couche d'enduit épaisse vue en sous-face des planchers et d'introduire, au moyen d'un encoffrement en plaques de plâtre par exemple, une interface qui réduira le contact du béton à son environnement. **De façon générale, il est préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, peinture, crépi, encoffrement...) une interface permettant d'isoler le béton armé de son environnement, afin de minimiser la progression du front de carbonatation et la dépasseivation des aciers.**

7.3 Vérification de capacités portantes

Il a été mené les vérifications de capacités portantes d'éléments de structure sondés et/ou relevés dans l'ouvrage durant la campagne de diagnostic. Les taux de travail dans les éléments vérifiés sont, suivant leurs critères de calcul respectifs et considérant une charge d'exploitation de 250 kg/m², correspondant à un usage de bureaux :

	Taux de travail (EC2 - déformation acceptable de l'élément)	
	X-X	Y-Y
Plancher bas du RDC (SD5) Bureau de l'angle nord-ouest	22,4%	27,4%
Plancher bas du R+1 (SD4) Bureau de l'angle sud-ouest	25,9%	91%
Plancher bas du R+1 (SD3) Bureau de l'angle nord-est	66,6%	81,3%
Plancher bas du R+2 (SD2) Bureau de l'angle sud-ouest	40,1%	89%
Plancher bas du R+2 (SD1) Bureau de l'angle sud-est	91,7%	136%

Tableau 4 : Synthèse des taux de travail en traction dans l'acier, au sens de la norme NF EN 1992 (ELS).

	Taux de travail (EC5)	
	ELS	ELU
Chevron courant	28%	18%
Panne courante	93%	44%

Tableau 5 : Synthèse des taux de travail dans le bois, au sens de la norme NF EN 1995 (ELS et ELU).

Pour une synthèse des résultats de chacune des vérifications susmentionnées, se référer à 5.4. *Synthèse des résultats et commentaires*. Il est donné, ci-après, une synthèse des préconisations générales et particulières :

- Pour l'ensemble des planchers :
 - o Il est préconisé de maintenir, par tous moyens (enduit, peinture, crépi, encoffrement...) une interface permettant d'isoler le béton armé de son environnement, afin de minimiser la progression du front de carbonatation et la dépassement des aciers ;
- Pour le plancher haut du sous-sol, dans l'angle nord-ouest :
 - o Il est prévu, dans le cadre du projet, la démolition des cloisons séparant les bureaux du RDC, notamment au droit du plancher étudié. Cette démolition contribue à décharger le plancher concerné, ce qui est favorable au sens de sa capacité portante ;
 - o Il est prévu, dans le cadre du projet, d'introduire une surcharge ponctuelle dans l'angle sud-ouest du plancher concerné. En l'absence de données complémentaires relatives à la nature et/ou à l'intensité de cette surcharge il est préconisé d'en limiter l'intensité au domaine des charges d'exploitation retenues pour le calcul (250 kg/m²). Si l'intensité de la surcharge ponctuelle projetée devait excéder cette valeur il pourrait être nécessaire de renforcer le plancher concerné, en introduisant, par exemple, un portique de reprise au sous-sol ;
- Pour le plancher haut du R+1, dans le bureau est/angle sud-est :
 - o Il est préconisé de justifier du caractère allégé du béton formant la chape ou de déposer la chape existante pour la remplacer par une chape allégée ;
- Pour le chevron et la panne courante :
 - o La vérification de la capacité portante montre que ces éléments de charpente ont la capacité de reprendre une isolation sous rampant telle que projetée.
- Pour la cloison séparant, au R+1, le local technique du bureau sud :
 - o Il est préconisé de s'assurer, lors de la démolition, que la cloison concernée, dont il est prévu, dans le cadre du projet, qu'elle soit détruite, ne reprend pas la dalle

et la cloison situés à l'aplomb. Dans le cas contraire, il conviendra de prévoir un élément de reprise du plancher haut du R+1 et de la cloison située à l'aplomb au R+2, de type profilé métallique ;

7.4 Tenue au feu

Il a été réalisé la vérification de la tenue au feu d'éléments de structure étudiés dans le cadre du diagnostic objet du présent rapport. Il apparaît notamment que :

- considérant l'épaisseur des voiles porteurs maçonnés de l'ordre de 40 cm observés dans l'ouvrage, en l'absence d'anomalies relevées par des moyens non-destructifs ou destructifs, il peut être considéré que la tenue au feu des voiles maçonnés, notamment au sous-sol, est de l'ordre de 120 min.
- sans protections, les chevrons courants présentent une tenue au feu de 30 minutes tandis que les pannes courantes présentent une tenue au feu de 60 minutes.
- le plancher haut du RDC présente, au moins localement et du fait du très faible enrobage des aciers, une tenue au feu de 30 minutes. Par extension du résultat et considérant la variabilité de l'enrobage des aciers dans l'ouvrage, procédant notamment de son époque de construction, il conviendra d'envisager que les planchers en béton armé présentent, dans l'ensemble, une tenue au feu de 30 minutes ;