



CNRS PARIS

59-61 RUE POUCHET - PARIS



ETUDE DE FAISABILITES STRUCTURELLES

Référence : IDF-A25093					<u>Dossier suivi par :</u> Chloe SARKIS Tél : 09.81.83.83.92 Port : 06.59.90.69.91 c.sarkis@bet-idf.com contact@bet-idf.com
Date	Ind	Rédaction	Validation	Observations	
04/07/25	0	SARKIS	POSTEAU	Première diffusion	

Sommaire

1. Définition de la mission	3
2. Capacité Portante de la toiture terrasse « centrale » au R+2	4
2.1. Photos prises sur site – Observations.....	5
2.2. Calcul de la capacité portante et Analyse.....	9
2.2.1. Poutres métalliques secondaires IPN 140 (L = 375 cm)	9
2.2.2. Poutre métallique principale HEB 450 (L = 1145 cm)	12
2.3. Conclusion sur la Capacité portante de la toiture- terrasse au R+2	17
3. Capacité Portante de la toiture terrasse « en biais » au R+5	18
3.1. Photos prises sur site – Observations.....	19
3.2. Calcul de la capacité portante et Analyse.....	25
3.2.1. Dalle en béton armé	25
3.3. Conclusion sur la Capacité portante de la toiture- terrasse au R+5	28
4. Réhausse Linteau au sein du bureau 306 – Baie pompier	29
4.1. Photos du linteau et Observations.....	29
4.2. Faisabilité de la rehausse.....	31
5. Mode d'accroche de la façade rue Pouchet.....	32
5.1. Photos du linteau et Observations.....	32
5.2. Mode d'accroche probable.....	35
6. Analyse des purges réalisés sur les profilés métalliques « patio »	36
6.1. Photos prises sur site	36
6.2. Observations et Gravité structurelle.....	37
6.3. Préconisations de réparation	37
7. Conclusion de l'étude	38

1. Définition de la mission

Dans le cadre d'un projet de rénovation des façades du bâtiment CNRS situé au 59-61 rue Pouchet à Paris 17^{ème}, nous avons été mandatés par Madame Charlotte PEREZ, Chargée d'opérations immobilières au sein du CNRS, pour réaliser une étude de faisabilité structurelle portant sur plusieurs points spécifiques liés au projet.

La mission consiste à évaluer :

1. La capacité portante de deux toitures-terrasses, susceptibles d'être utilisées comme zones de stockage provisoires pour les éléments de rénovation,
2. La configuration constructive d'un linteau existant au 3^{ème} étage, dans la perspective de son rehaussement pour permettre la création d'une baie pompier.
3. Le mode d'accroche de la façade actuelle rue Pouchet, afin de définir le mode de fixation de la future façade (dito existant),
4. L'état des profilés métalliques existants sur la façade côté « patio ».

Ainsi, dans le cadre de cette mission, une campagne de sondages (destructifs et non-destructifs) ainsi que des relevés sur site ont été réalisés le 23/06/2025. Ces investigations ont permis d'identifier le type des éléments structurels existants, ainsi que d'examiner le fonctionnement global de la structure du bâtiment. Les paramètres nécessaires aux différents calculs ont également été définis lors de cette intervention.

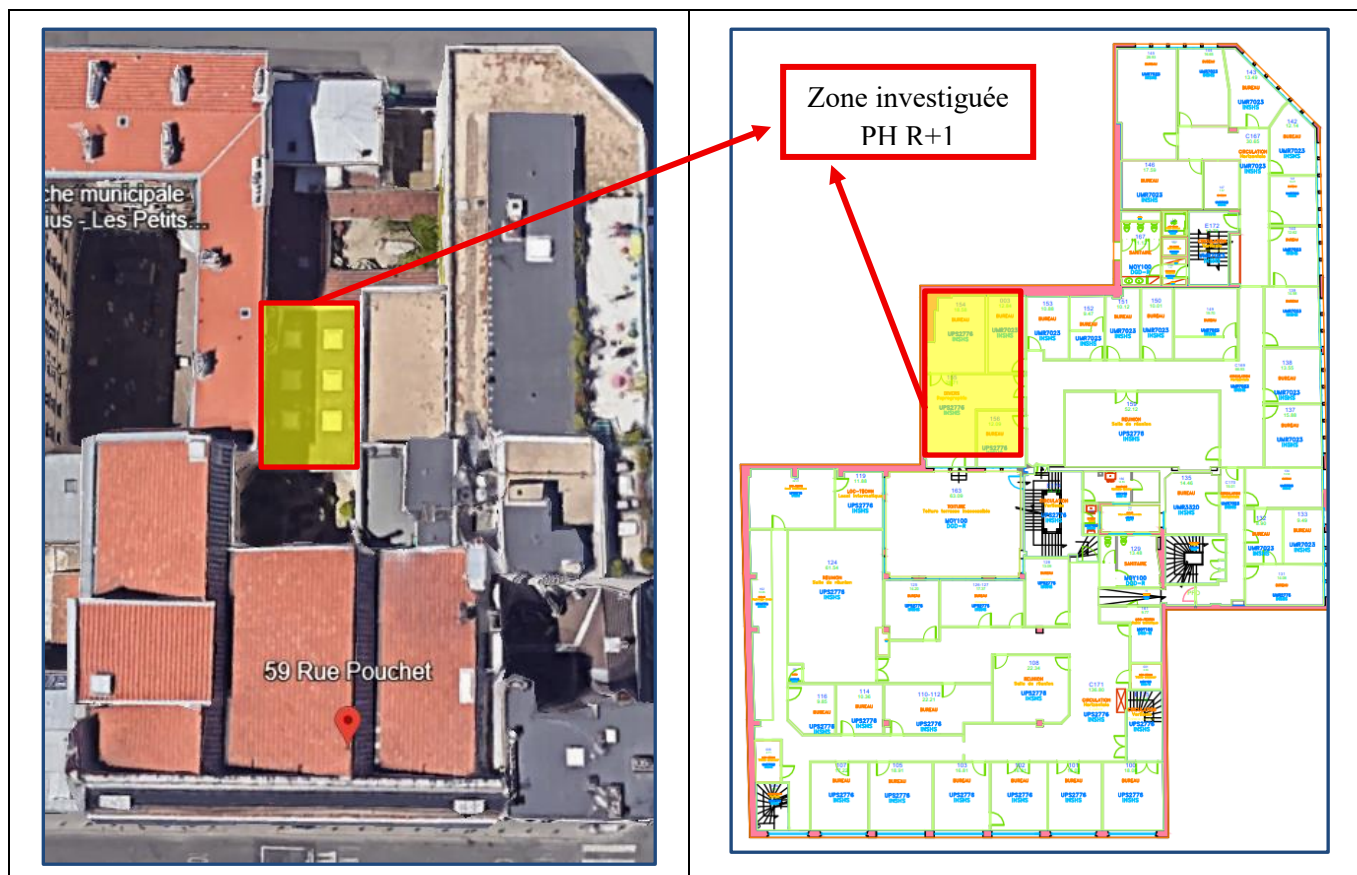


Vue aérienne du site

2. Capacité Portante de la toiture terrasse « centrale » au R+2

La première toiture-terrasse analysée se situe au niveau R+2 du bâtiment Pouchet.

Elle est inaccessible et surplombe les bureaux N154, N155 et N156 au R+1, comme indiqué ci-dessous.



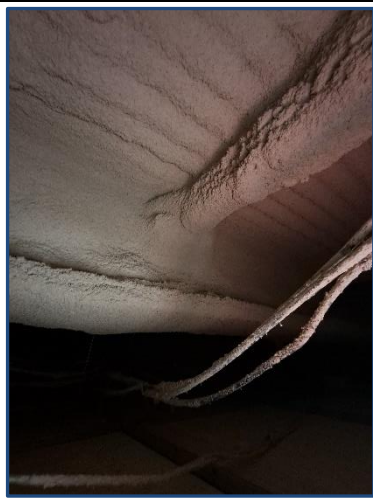
Le calcul de la capacité portante des éléments structuraux est réalisé conformément aux codes en vigueur. La méthode employée consiste en une série d'itérations où la valeur de la charge d'exploitation Q est augmentée progressivement jusqu'à ce que les critères de résistance en flexion, en cisaillement et en déformation atteignent une limite maximale tout en restant simultanément satisfaits.

La charge d'exploitation maximale admissible, correspondant à la dernière valeur de Q pour laquelle tous les critères sont respectés, définit ainsi la capacité portante de l'élément concerné.

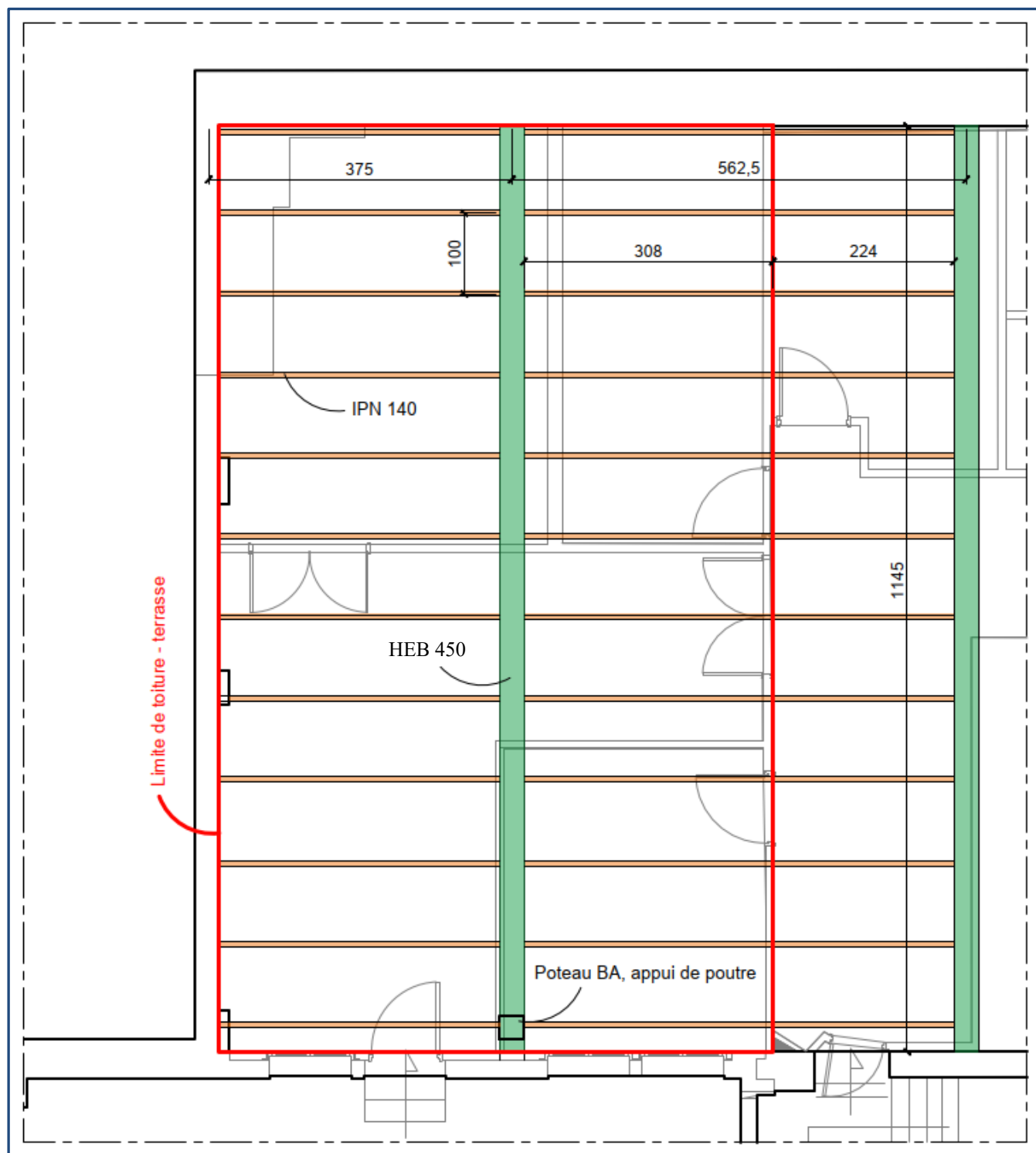
Cette procédure est appliquée à l'ensemble des éléments constituant la structure principale du plancher, sur la base des dimensions et des caractéristiques relevées sur site. La capacité portante globale du plancher est enfin définie par celle de son élément le plus « faible ».

2.1. Photos prises sur site – Observations





- Les relevés de la structure supportant la toiture-terrasse inaccessible au niveau R+2 du bâtiment ont été réalisés depuis le faux plafond des bureaux 154 et 155.
- Le plancher est composé d'un bac acier reposant sur des profilés métalliques espacés régulièrement d'environ 1 mètre. Le plancher est protégé par une couche de flocage de 4 cm d'épaisseur.
- Les poutres métalliques secondaires « zone terrasse » sont en forme de I, avec les dimensions mesurées suivantes :
 - Hauteur totale : 14 cm
 - Largeur de semelle : 6,5 cm
 - Epaisseur de semelle : 0,5 cm
- Les relevés suggèrent que ces poutres correspondent à des profilés IPN 140.
- Les poutres secondaires sont isostatiques. Les profilés de la « première rangée à gauche » reposent d'un côté sur le mur porteur situé côté terrasse, et de l'autre côté sur une poutre métallique « principale ».
- Ensuite, ceux de la « deuxième rangée à droite » s'appuient, d'un côté sur cette même poutre principale, et de l'autre, sur une seconde poutre principale de caractéristiques similaires, située au niveau du couloir. (Schéma représenté à la page 8).
- La poutre principale « centrale », en forme de I, présente les dimensions mesurées suivantes :
 - Hauteur totale : 44 cm
 - Largeur de semelle : 30 cm
 - Epaisseur de semelle : 2,8 cm
- La section normative ayant les dimensions les plus proches à celles relevées correspond à un HEB 450.



Récapitulatif du plan structurel déduit en PH du R+2

Zone toiture terrasse inaccessible

2.2. Calcul de la capacité portante et Analyse

2.2.1. Poutres métalliques secondaires IPN 140 (L = 375 cm)

Les profilés métalliques IPN 140 de la « première » rangée (à gauche) présentent une portée de 375 cm et un entraxe de 100 cm. Ces derniers reprennent uniquement des charges issues de la toiture.

2.2.1.1. Hypothèses de calcul

- **Matériaux**
 - Profilés métalliques : **S275** (selon analyse laboratoire – Voir Rapport IDF-A25066)
- **Chargements**

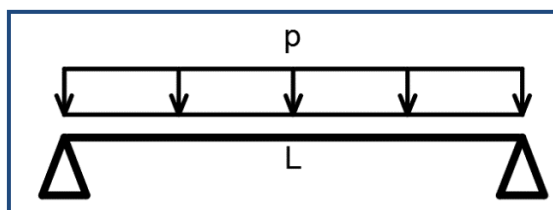
Charges permanentes (sans poids propre)	300 daN/ml
○ Poids propre d'une dalle BA de 10 cm :	250 daN/m ² = 250 daN/ml
○ Poids propre des couches d'étanchéité (8 cm) :	30 daN/m ² = 30 daN/ml
○ Poids propre des charges suspendues en sous-face :	20 daN/m ² = 20 daN/ml
Charges neige	36 daN/ml
○ Charge de neige Zone A1 (45x0,8)	36 daN/m ² = 36 daN/ml
Charges d'exploitation	105 daN/ml
○ Soit une charge d'exploitation de 105 daN/ml à vérifier.	

2.2.1.2. Combinaisons d'actions

- ELS : G+Q
- ELU : 1,35G + 1,50Q + 0,70N

2.2.1.3. Calcul de la capacité

Modèle retenu :



Avec : p = Charge linéaire hors poids propre = $G/Q/N = 300/105/36$ daN/ml
 L = Portée de calcul = 375 cm
Profilé vérifié : 1 IPN 140
Nuance d'acier utilisée $f_y = 235$ MPa

Vérification de la flexion :

Moment fléchissant ultime :

Le moment fléchissant ultime maximal est de $M_{ed} = 1126$ daN.m

Déversement :

Longueur de déversement $L_{dev} = 375$ cm

Moment critique élastique de déversement :

$$M_{C,R} = 1396 \text{ daN.m}$$

Élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,371$$

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Les effets du déversement sont à prendre en compte

Coefficient d'imperfection :

$$\chi_{LT} = 0,433$$

Résistance de calcul de la section brute à la flexion :

$$M_{C,Rd} = 2624 \text{ daN.m}$$

Résistance de calcul de la section à la flexion avec déversement : $M_{B,Rd} = 1135$ daN.m

$$M_{ed} < M_{B,Rd}$$

La section résiste à la flexion avec un rapport de 0,99.

Vérification du cisaillement

Effort tranchant ultime

L'effort tranchant ultime maximal est de $V_{ed} = 1201$ daN

Résistance au cisaillement

$$V_{pl,Rd} = 13734 \text{ daN}$$

$$V_{ed} < V_{pl,Rd}$$

La section résiste au cisaillement

Vérifications des déformées :

Flèches verticales limite :

Flèche due aux charges d'exploitation : $L/300 = 12,50\text{mm}$

Flèche totale : $L/250 = 15,00\text{ mm}$

Flèches verticales réelles :

Flèche due aux charges d'exploitation : 2,24 mm

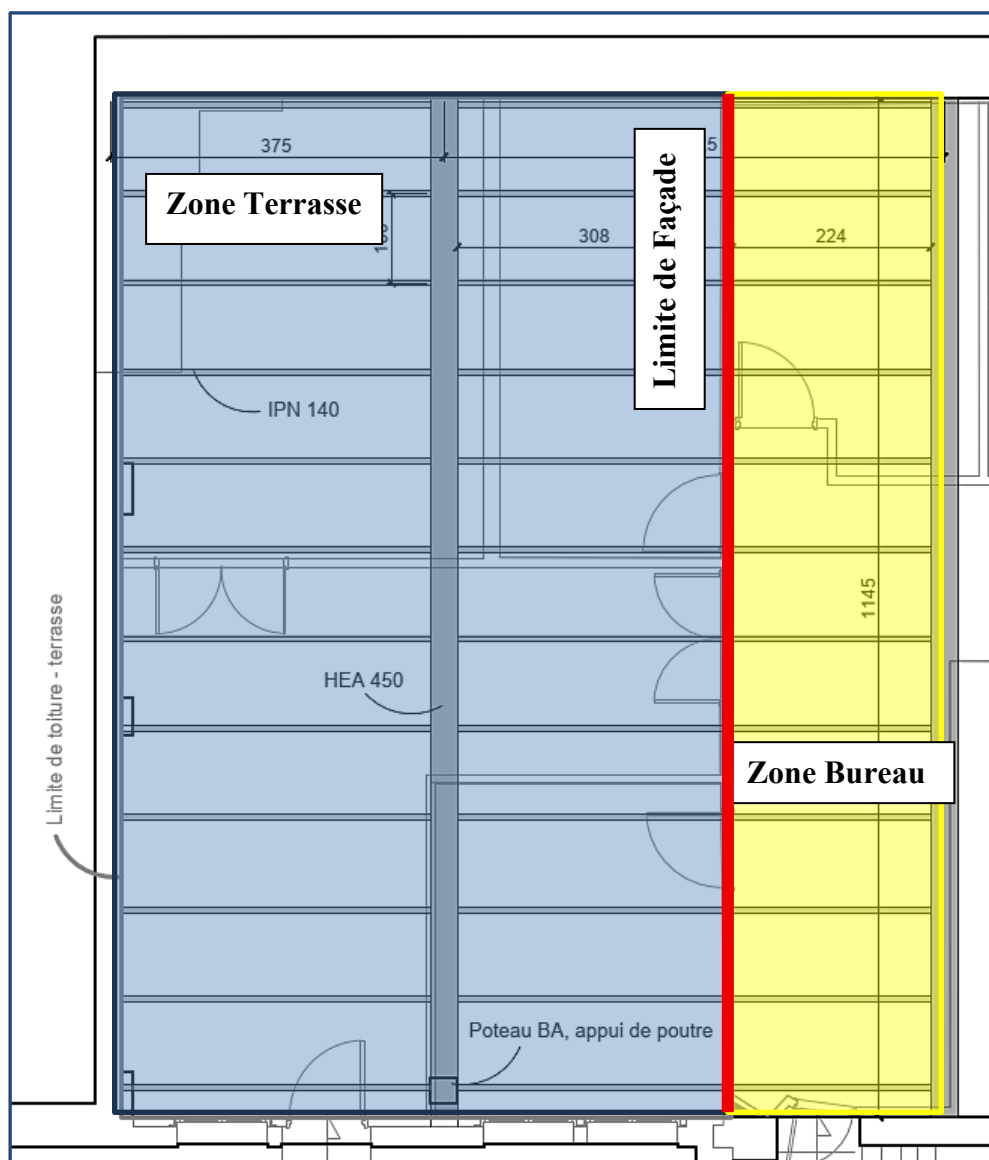
Flèche totale : 9,50 mm

Les déformations sont acceptables

Conclusions sur la capacité portante des poutres secondaires IPN140

- Le critère du moment fléchissant s'avère dimensionnant pour les sections considérées.
- La charge d'exploitation maximale admissible sur les poutres secondaires de type IPE 140 est ainsi limitée à 105 daN/m^2 (valeur attendue en vue de la nature de la terrasse inaccessible).
- Cette valeur correspond aux charges d'exploitation typiquement admises pour les toitures-terrasses inaccessibles, conformément aux prescriptions des normes en vigueur (généralement prises entre 80 et 100 daN/m^2).
- Il convient toutefois de souligner que les hypothèses retenues dans le calcul ne sont ni particulièrement défavorables, ni volontairement sécuritaires. Par conséquent, la marge d'optimisation des résultats reste limitée, et toute amélioration des hypothèses n'apporterait qu'une amélioration limitée pour les résultats obtenus.
- Les calculs démontrent que cette dalle a été conçue pour fermer les bureaux concernées au R+1, et pour supporter le poids des couches d'isolation et d'étanchéité assurant leur protection. Elle n'a jamais été dimensionnée pour reprendre des charges d'exploitation supérieures à celles liées à l'entretien, évaluées aux alentours de 100 daN/m^2 dans les normes.
- Par conséquent, cette dalle ne peut pas être utilisée comme zone de stockage d'équipements ou de matériel lourd dans le cadre du projet de rénovation des façades. Cette conclusion s'impose même sans procéder au calcul de la capacité portante de la poutre principale, les résultats obtenus pour les poutres secondaires étant déjà suffisamment contraignants pour démontrer l'incapacité structurelle de la dalle vis-à-vis telles charges projetées (stockage de panneaux).
- Bien que les calculs effectués suffisent pour répondre aux questionnements du projet, la capacité portante de la poutre principale (HEB 450) a également été évaluée.

2.2.2. Poutre métallique principale HEB 450 (L = 1145 cm)



Le calcul de la capacité portante de la poutre principale HEB 450 devra prendre en compte les charges appliquées sur sa largeur d'influence, estimée à 468 cm. Ces charges proviennent des réactions d'appui des poutres secondaires disposées de part et d'autre de la poutre principale.

- Sur la rangée située à gauche, les poutres secondaires ne supportent que des charges liées à la toiture, notamment les charges permanentes du plancher, les charges d'exploitation de la toiture (valeur Q à déterminer), ainsi que les charges de neige.

- Sur la rangée située à droite, les poutres secondaires reprennent, sur une partie de leur portée, des charges issues de la toiture-terrasse. Sur la portion restante, elles supportent des charges liées à l'aménagement de bureaux (zone représentée en jaune). Ces deux zones sont séparées par la façade, comme l'indique la photo ci-dessous.



Photo de la façade supportée en mi travée par les poutres secondaires de la rangée « droite »

2.2.2.1. Hypothèses de calcul

- **Matériaux**

- Profilés métalliques : **S275** (selon analyse laboratoire – Voir Rapport IDF-A25066)

- **Chargements**

Charges permanentes (sans poids propre)

- Poids propre du complexe toiture + profilés IPN140 : 320 daN/m²
 - Poids propre de la dalle en partie intérieure : 320 daN/m²
(Soit la dalle sur bac acier de 10 cm + le revêtement et les cloisons)
 - Charge linéaire de la façade appliquée sur les poutres secondaires de la rangée « droite » : 200 daN/ml

Charges neige sur la zone toiture-terrasse 36 daN/m²

Charges d'exploitation

- Charges d'exploitation sur la zone bureaux : 250 daN/m²
 - Soit une charge d'exploitation de **192 daN/m² = 900 daN/ml** à vérifier sur la zone toiture.

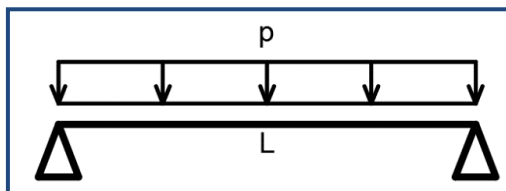
2.2.2.2. Combinaisons d'actions

- ELS : G+Q
- ELU : 1,35G + 1,50Q + 0,70N

2.2.2.3. Calcul de la capacité (modélisation ROBOT)

Remarque : L'âme de la poutre principale étant stabilisée latéralement par les profilés métalliques secondaires situés de part et d'autre, le critère de déversement n'est pas pris en compte dans le calcul.

Modèle retenu :

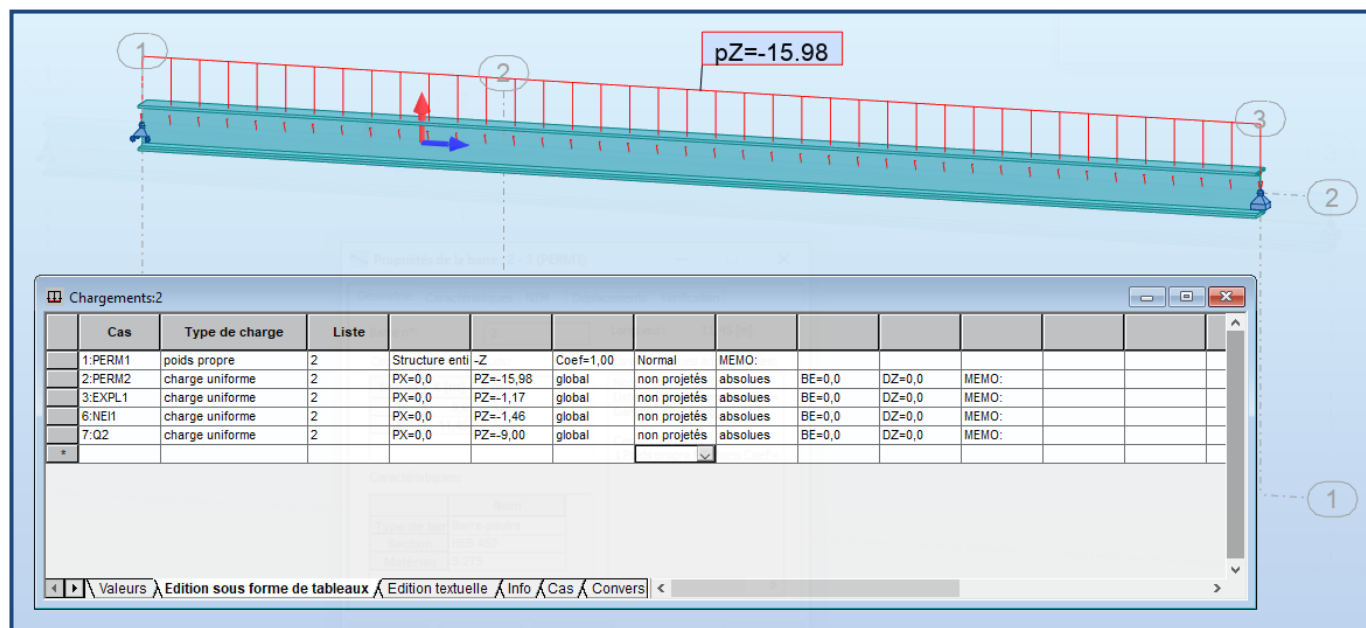


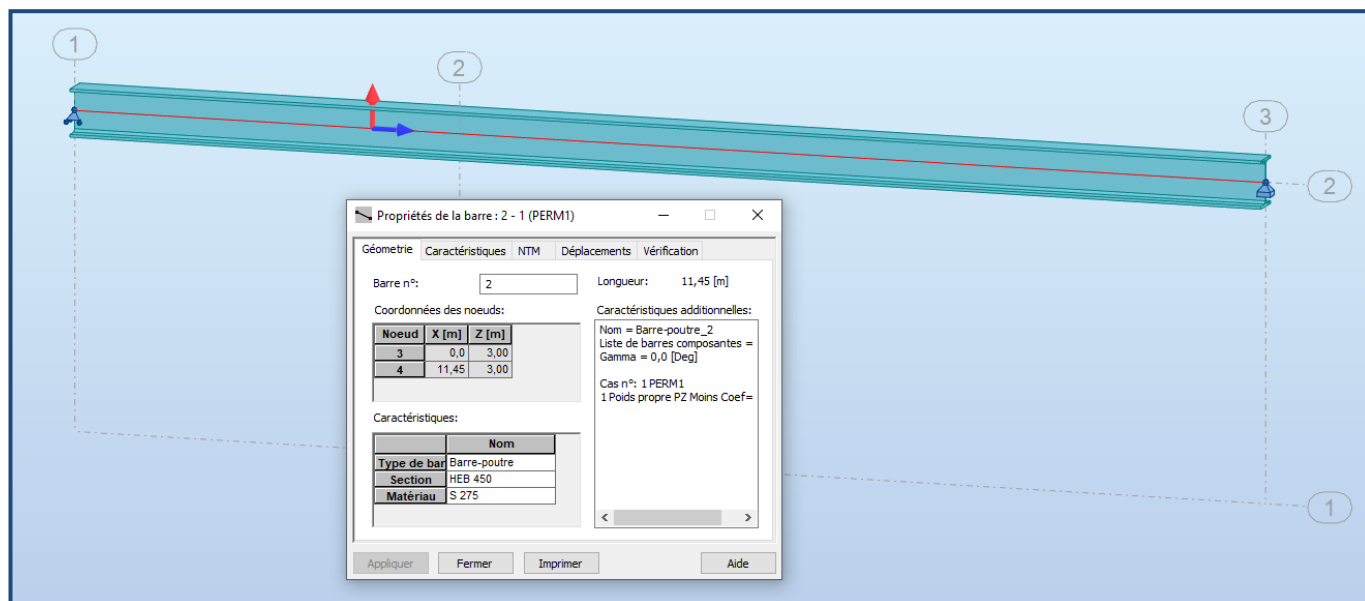
Avec : p = Charge linéaire hors poids propre = $G/Q_{\text{bureau}}/Q_{\text{terrasse}}/N = 1598/117/900/146$ daN/ml

L = Portée de calcul = 1145 cm

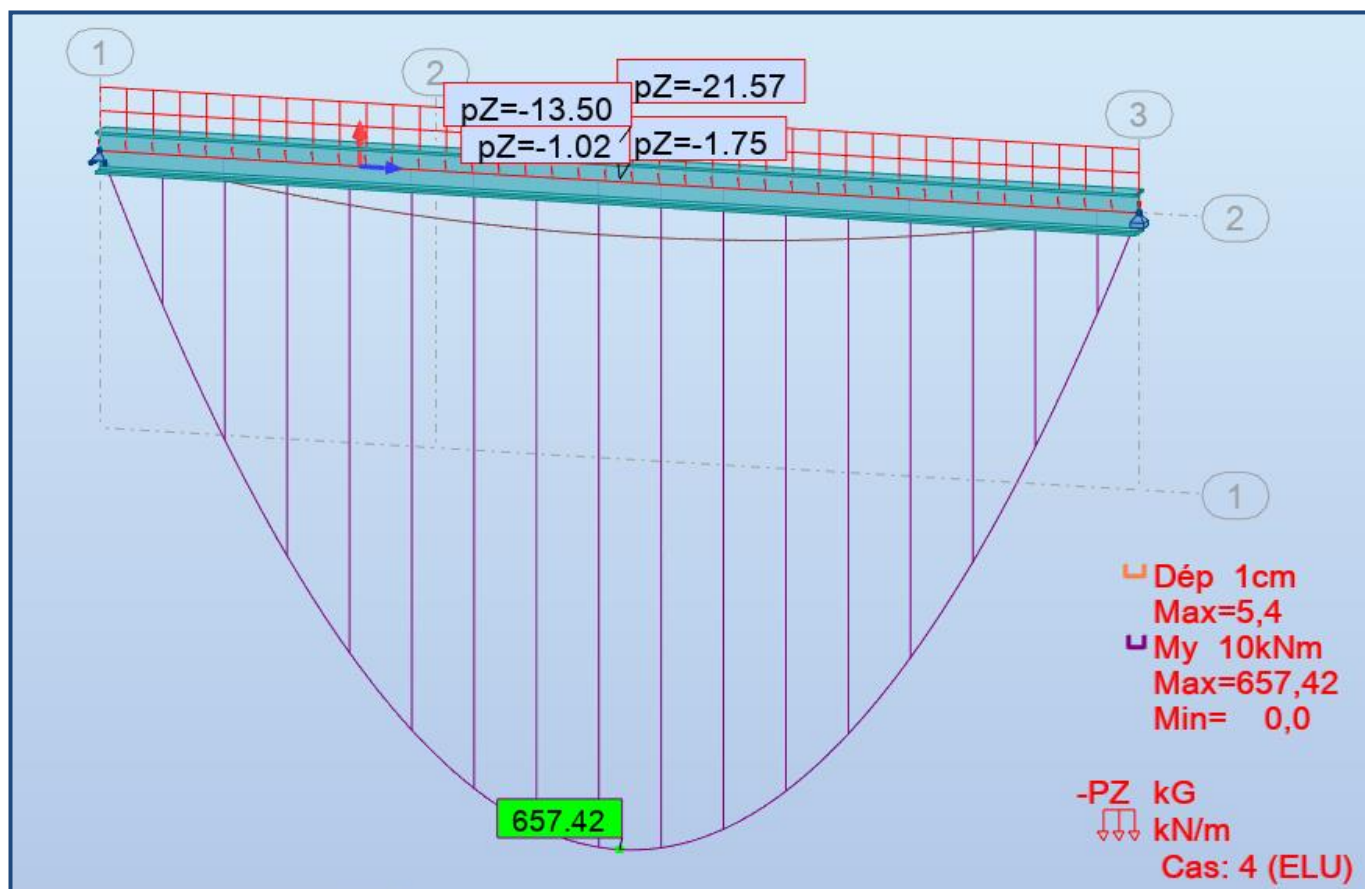
Profilé vérifié : 1 HEB 450

Nuance d'acier utilisée $f_y = 275$ MPa





Résultats :



CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 4 ELU (1+2)*1.35+(3+7)*1.50+6*0.70

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=169.82$ cm ²	$A_z=79.66$ cm ²	$A_x=217.98$ cm ²
$t_w=1.4$ cm	$I_y=79887.60$ cm ⁴	$I_z=11721.30$ cm ⁴	$I_x=485.00$ cm ⁴
$t_f=2.6$ cm	$W_{ply}=3982.57$ cm ³	$W_{plz}=1197.67$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 657.42$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 1095.21$ kN*m

$M_{y,c,Rd} = 1095.21$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.60 < 1.00$ (6.2.5.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_z = 3.8$ cm $< u_{z \max} = L/300.00 = 3.8$ cm

Vérifié


Cas de charge décisif: 5 ELS (1+2+3+7)*1.00+6*0.50



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uz)	Cas (uz)
2 Barre-poutre_2	 HEB 450	S 275	59.81	156.14	0.60	4 ELU	1.00	5 ELS

Conclusions sur la capacité portante de la poutre principale HEB 450

- Le critère de la flèche s'avère déterminant pour la section étudiée, ce qui était prévisible compte tenu de sa portée relativement importante.
- La charge d'exploitation maximale admissible sur la toiture-terrasse, déterminée en fonction de la résistance de la poutre principale, est limitée à **192 daN/m²**.
- Comme déjà mentionné pour les poutres secondaires de type IPN 140, il convient de souligner que les hypothèses de calcul retenues ne sont pas particulièrement sécuritaires. Par conséquent, les résultats obtenus ne sont pas défavorables par rapport à la réalité.

2.3. Conclusion sur la Capacité portante de la toiture- terrasse au R+2

Les calculs réalisés sur les poutres secondaires (IPN 140) et la poutre principale (HEB 450) situées sous la toiture-terrasse du niveau R+2 ont conduit aux résultats suivants :

- La charge d'exploitation maximale admissible sur la dalle, sans risque de défaillance des IPN 140 (selon le critère de flexion), est de **105 daN/m²**.
- La charge d'exploitation maximale admissible sur la dalle, sans risque de défaillance du HEB 450 (selon le critère de flèche), est de **192 daN/m²**.

Étant donné que la capacité portante d'un plancher est déterminée par son élément le plus faible, il en résulte que **la charge d'exploitation maximale admissible sur la toiture-terrasse du R+2 est de 105 daN/m²**.

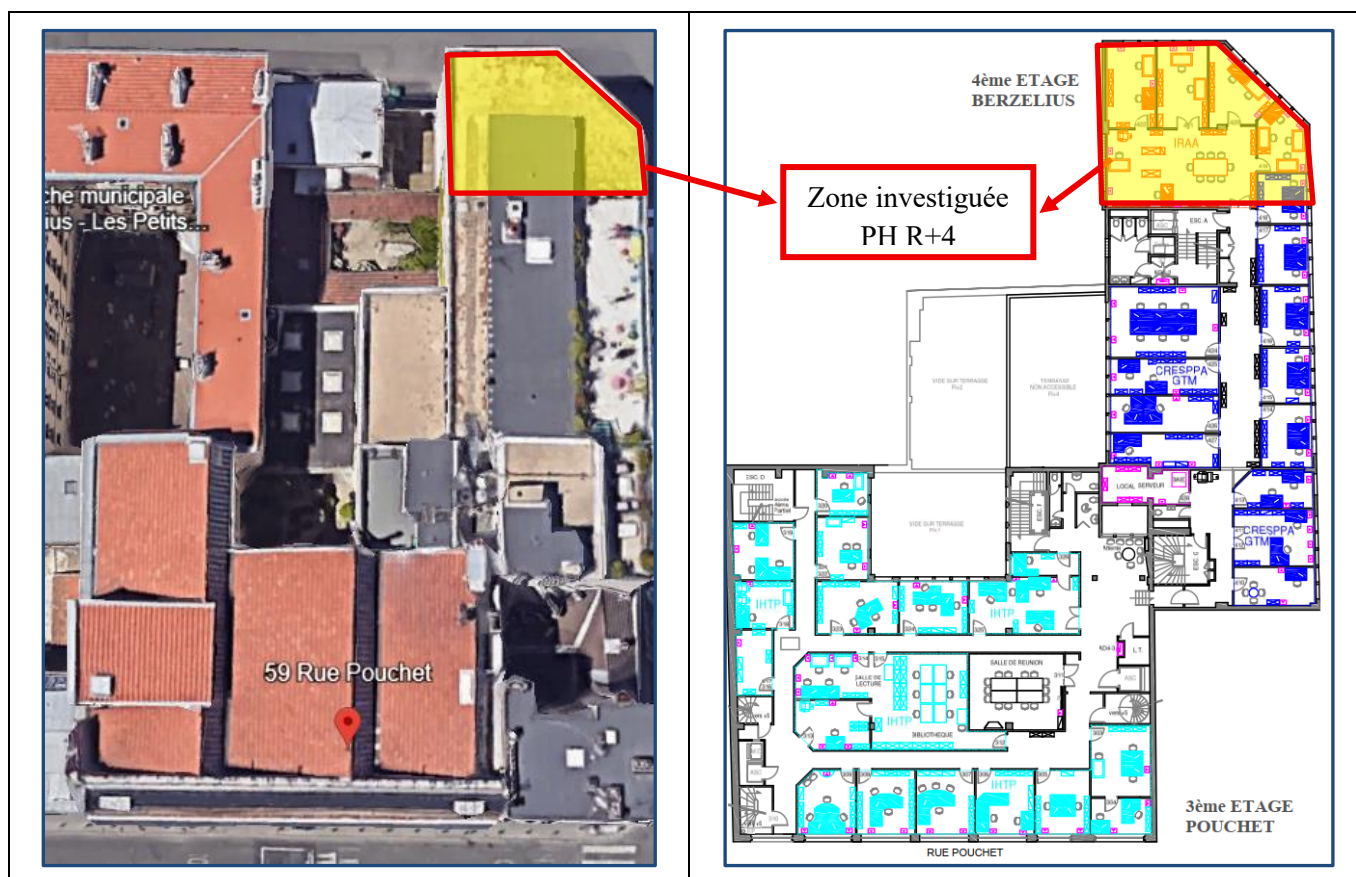
Bien que cette valeur puisse paraître relativement faible, elle reste cohérente avec la fonction de la dalle en tant que toiture-terrasse inaccessible. Elle s'approche d'ailleurs de l'intervalle recommandé par les normes en vigueur, généralement comprise entre 80 et 100 daN/m² pour ce type d'usage.

Enfin, pour répondre à la question principale posée dans le cadre de cette mission, il convient de préciser que **la dalle de la toiture-terrasse située au R+2 du bâtiment Pouchet, dans son état actuel (sans renforcement, ni étalement), n'est pas en mesure de supporter les charges de stockage prévues dans le cadre du projet de rénovation de façade.**

3. Capacité Portante de la toiture terrasse « en biais » au R+5

La seconde toiture-terrasse étudiée se trouve au niveau R+5 du bâtiment Berzelius.

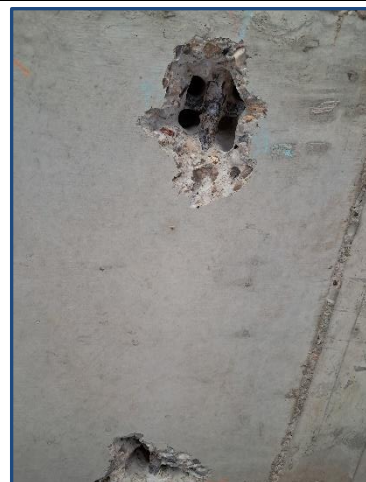
Elle est classée comme **accessible**, et la zone analysée, située à son extrémité, surplombe les bureaux N418 à N423 (localisés sur la gauche de l'escalier A), comme indiqué ci-dessous.

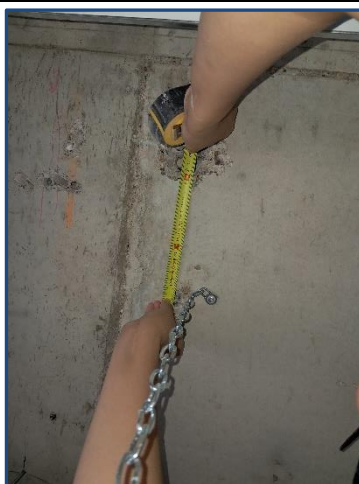
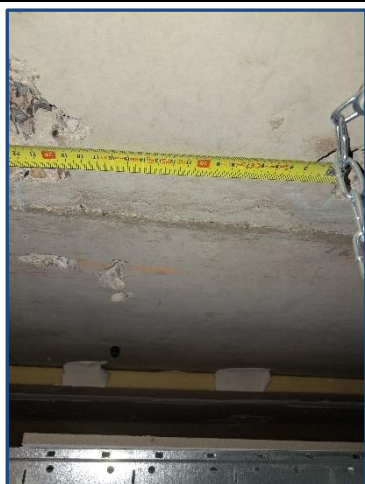
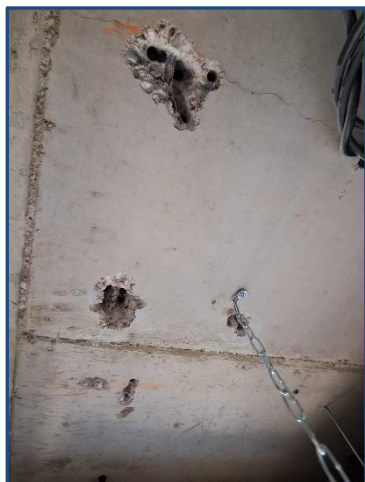


Le calcul de la capacité portante de cette dalle est effectué de manière similaire à celui de la toiture-terrasse du R+2. Le calcul consiste à déterminer la capacité portante de chaque élément structural, puis à identifier la valeur minimale Q obtenue, qui représente la capacité portante globale du plancher.

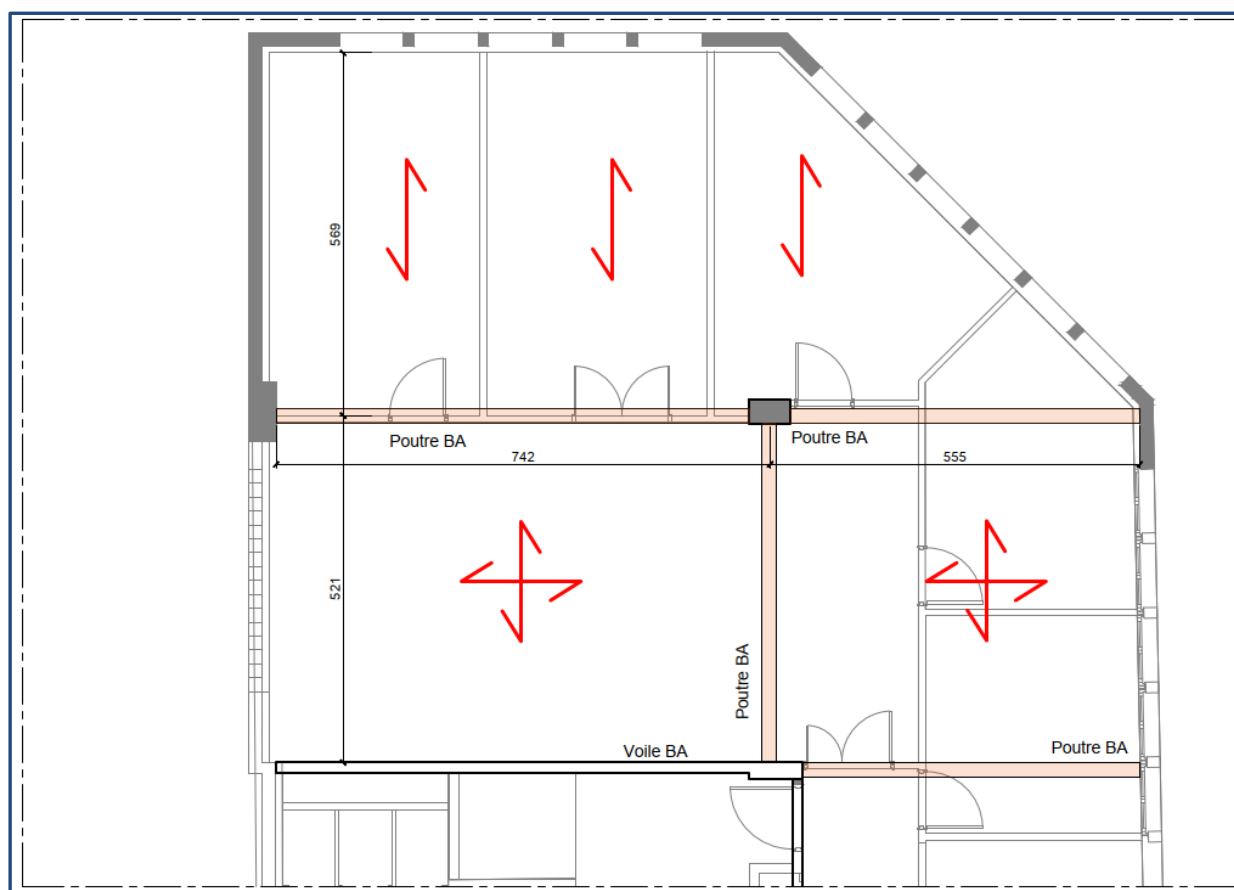
Remarque : La toiture-terrasse analysée dans cette section est recouverte d'une couche de gravillon de 6 cm d'épaisseur. Cette couche, pouvant être enlevée pour permettre à la dalle de supporter une surcharge supplémentaire dans le cadre du projet, sera considérée comme une charge **d'exploitation** et non comme une charge **permanente**.

3.1. Photos prises sur site – Observations





- Les relevés effectués en plancher haut du bureau N422 ont mis en évidence la présence d'une dalle pleine en béton armé.
- Le percement complet de cette dalle a permis de déterminer une épaisseur structurelle de 20 cm.
- Des armatures ont été identifiées dans les deux directions :
 - **Perpendiculairement à la façade** : des barres HA 12 espacées de 22 cm ont été détectées.
 - **Parallèlement à la façade** : des barres HA 10 espacées de 30 cm ont été relevées.
- L'enrobage des armatures principales, situées dans la nappe inférieure, a été mesuré à 3 cm.
- D'après les observations, la dalle «de ce côté» semble être portée principalement dans une seule direction, à savoir celle perpendiculaire à la façade.
- Une poutre en béton armé, localisée en tête de la porte d'entrée du bureau, semble très probablement jouer le rôle d'appui intermédiaire pour cette dalle continue.
- Le relevé des poutres et des murs porteurs situés dans la zone étudiée est représenté dans le schéma ci-dessous :



Relevés des poutres BA en plancher haut du R+4 (zone étudiée) et sens de portée probables

⚠ Remarque importante concernant la dalle :

Lors de l'inspection de la dalle pleine située en plancher haut des bureaux au R+4, la présence de plusieurs fissures infiltrantes a été observée en sous-face.



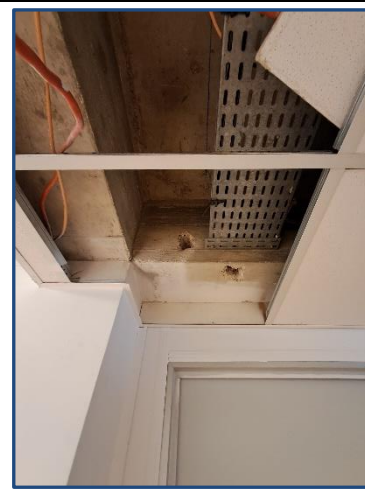
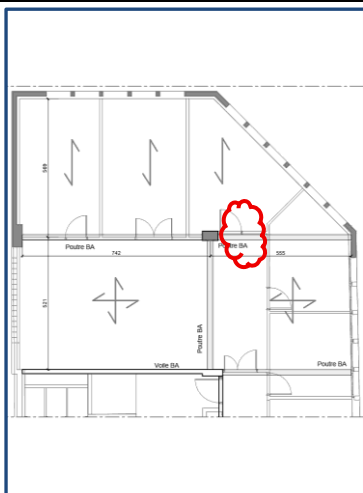
Ces fissures pourraient résulter soit de surcharges excessives exercées sur la terrasse à des moments spécifiques (hypothèse qui sera examinée à travers l'analyse de la capacité portante de la dalle), soit d'un défaut d'étanchéité.

Quelle que soit la cause exacte (surcharge ou infiltration), la présence de tels désordres récurrents rend difficile la justification de toute surcharge supplémentaire dans le cadre du projet.

Il est donc impératif de :

- **Vérifier l'efficacité du système d'étanchéité de la dalle.**
- **Procéder à l'injection des fissures existantes à l'aide d'une résine appropriée.**

Les calculs de capacité portante seront tout de même réalisés dans les sections suivantes. Toutefois, quels que soient les résultats obtenus (favorables ou non), il est important de souligner que, dans l'état actuel de la dalle, toute surcharge représenterait un risque d'aggravation des désordres observés, et n'est donc pas justifiable par calcul.



- Les relevés effectués sur la poutre BA sondée sont comme suit :
 - **Largeur de la poutre** : 22 cm
 - **Hauteur de retombée** : 32 cm
 - **Armatures détectées au droit de l'appui** : 2 barres HA 14
 - **Enrobage latéral** : 4 cm
 - **Enrobage inférieur** : 3 cm
 - **Portée de la première travée** : 7,40 m
 - **Portée de la deuxième travée** : 5,50 m
 - **Largeur d'influence prise en compte dans les calculs** : 4,35 m

⚠ Remarque importante concernant la poutre :

La poutre BA située en tête de la porte d'entrée des bureaux n'a pas pu être sondée en partie centrale (mi-travée), en raison de la complexité du sondage à cet emplacement. En effet, celui-ci aurait nécessité la démolition de la tête de cloison, la poutre étant positionnée exactement au milieu de celle-ci. Ainsi, les seuls sondages destructifs réalisables ont été effectués à proximité de l'appui intermédiaire, plus précisément à droite du poteau en béton armé.

Il est important de noter que la section d'armatures en zone d'appui est naturellement moins sollicitée que celle en travée, notamment en flexion et en flèche. Par conséquent, les calculs de la capacité portante de cette poutre n'ont pas été réalisables de manière exacte.

Il a toutefois été effectuée un calcul à l'aide du logiciel GRAITEC, en comparant la section théorique des armatures inférieures requises au droit de l'appui intermédiaire avec la section réellement observée lors des sondages à cet endroit.

Ce calcul a abouti à des résultats incohérents et inexploitable.

3.2. Calcul de la capacité portante et Analyse

3.2.1. Dalle en béton armé

3.2.1.1. Hypothèses de calcul

- Matériaux

- Béton : fck 25 Mpa (**hypothèse**)
- Armatures : fyk 500 (**hypothèse**)
- $A_{s,ex}$ 4,52 cm²/ml (4HA12/ml)

- Chargements

Charges permanentes (avec poids propre) 650 daN/m²

- Poids propre de la dalle : 500 daN/m² (épaisseur 20 cm)
- Charge surfacique issue de l'édicule 150 daN/m²

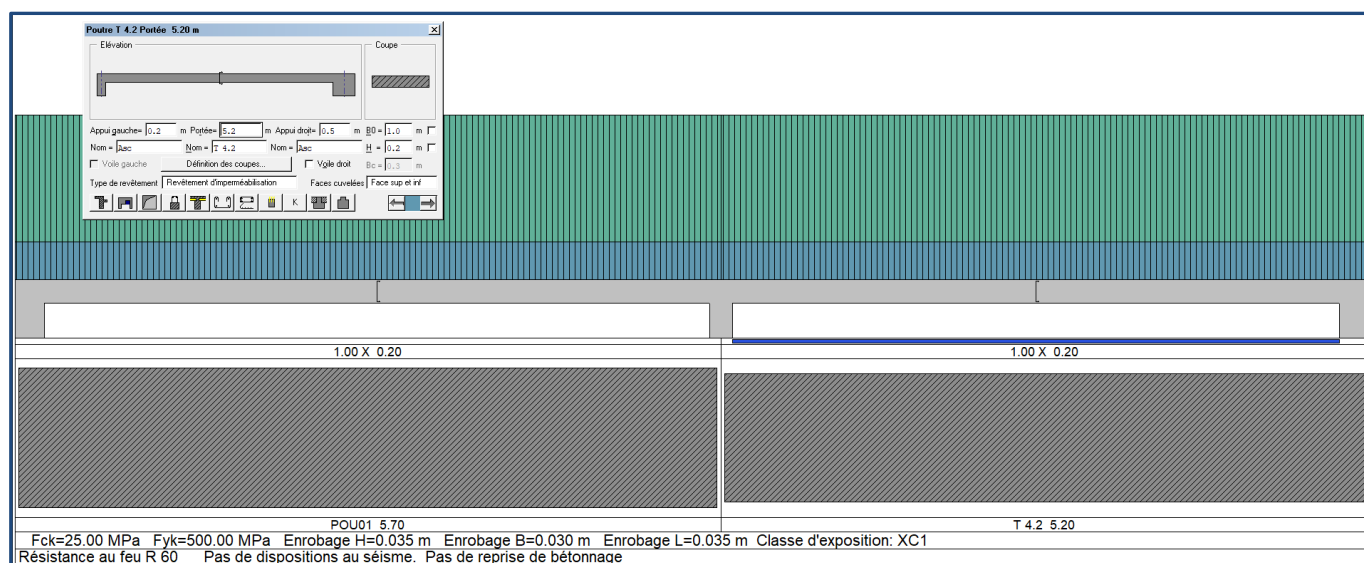
Charges d'exploitation

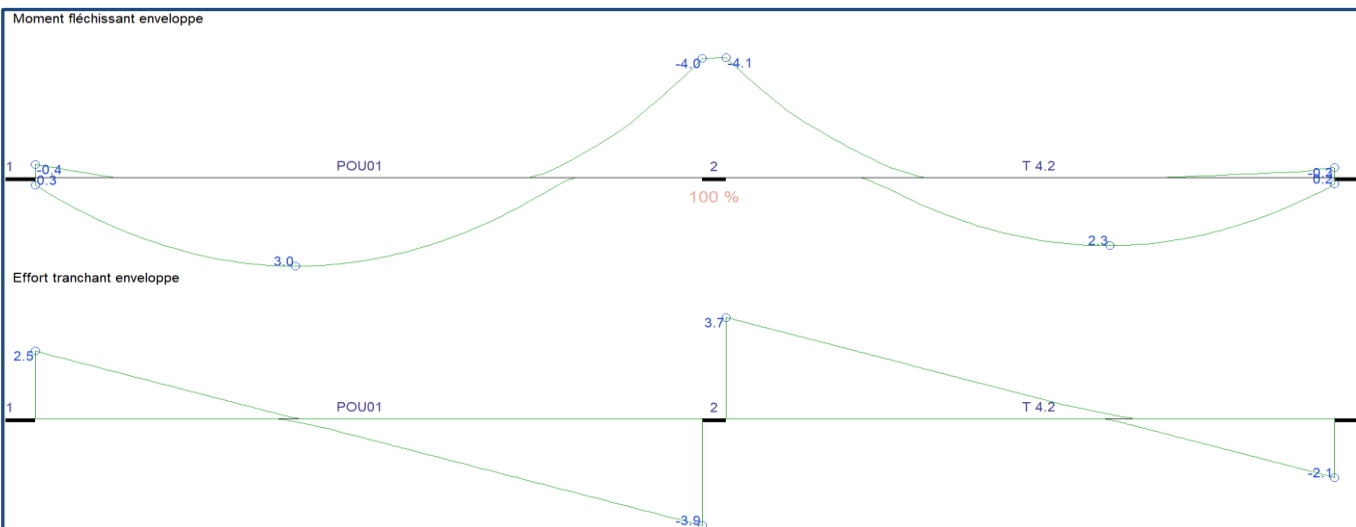
- Soit une charge d'exploitation de **150 daN/m² = 150 daN/ml** à vérifier sur la zone toiture.

3.2.1.2. Combinaisons d'actions

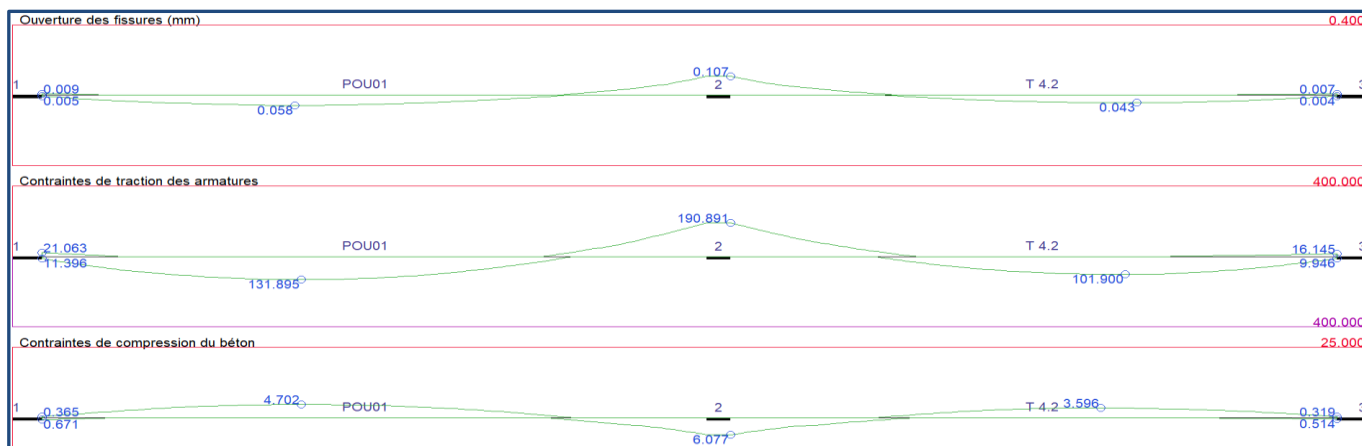
- ELS : G+Q
- ELU : 1,35G + 1,50Q

3.2.1.3. Calcul de la capacité (modélisation Graitec)

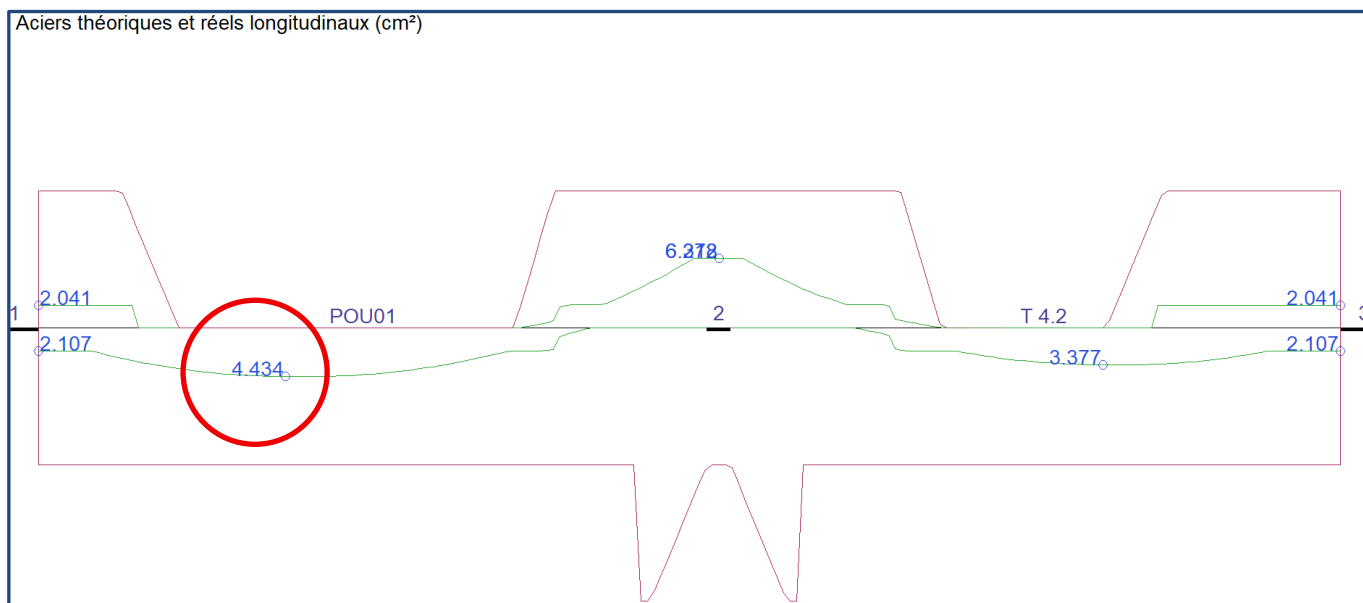




Flèche RDM	POU01	T 4.2
Flèche EC2	Poutre POU01	Poutre T 4.2
Calcul selon §7.4.3 EC2 (flèche totale)	Flèche en inertie non-fissurée -0.833 cm Flèche en inertie fissurée -1.942 cm Flèche totale -0.833 cm Flim +/- 2.420 cm	Flèche en inertie non-fissurée -0.453 cm Flèche en inertie fissurée -1.072 cm Flèche totale -0.453 cm Flim +/- 2.220 cm
Application des règles professionnelles (flèche nuisible)	Flèche totale -0.717 cm Flèche à déduire 0.000 cm Flèche nuisible -0.717 cm Flim +/- 1.140 cm	Flèche totale -0.426 cm Flèche à déduire 0.000 cm Flèche nuisible -0.426 cm Flim +/- 1.040 cm



Aciers théoriques et réels longitudinaux (cm²)



Section d'armatures théorique requise (valeur proche de celle existante 4,52 cm²/ml)

3.3. Conclusion sur la Capacité portante de la toiture- terrasse au R+5

- La charge d'exploitation maximale admissible théoriquement (en fonction du ferrailage existant) sur la toiture-terrasse, déterminée en fonction de la résistance de la dalle BA, est limitée à 150 daN/m².
- Ce calcul n'intègre pas la charge de la couche de gravillons de 6 cm d'épaisseur observée sur site. En considérant une densité moyenne de 1800 kg/m³, cette couche représente une surcharge estimée à 108 daN/m², ne laissant ainsi qu'une marge de 42 daN/m² pour les charges d'exploitation supplémentaires.
- Cette valeur résiduelle est nettement insuffisante pour une toiture-terrasse considérée comme accessible et il est par ailleurs important de souligner que des fissures ont été observées en sous-face de la dalle.
- En revanche, les poutres en béton armé présentes sont en bon état général, sans manifestation de désordres structurels tels que fissures ou déformations.
- Ainsi, il peut être conclu que, même si aucun calcul précis n'a pu être réalisé (faute de données suffisantes), la capacité portante des poutres semble supérieure à celle de la dalle fissurée.
- **Comme tel, la dalle ne présente pas de risque immédiat d'effondrement. En place depuis la construction du bâtiment, elle supporte encore les charges usuelles. Les fissures identifiées, bien que structurelles, restent de gravité modérée. Il est donc recommandé de procéder à une injection des fissures pour rétablir l'intégrité de la dalle. En complément, une vérification de l'étanchéité de la terrasse est recommandée afin de prévenir l'apparition de nouveaux désordres.**
- **Enfin, concernant la question centrale de la mission, il en ressort que la surcharge de cette dalle ne peut être justifiée, ni par le calcul, ni au vu de son état actuel.
Par conséquent, la dalle devra être utilisée strictement sous charges d'exploitation « normales », sans ajout de charges projetées excessives.
Dans le cas où un stockage sur cette dalle serait envisagé, celui-ci serait réalisé avec l'étalement complet (et sur tous les niveaux) de la zone de dalle envisagée.**

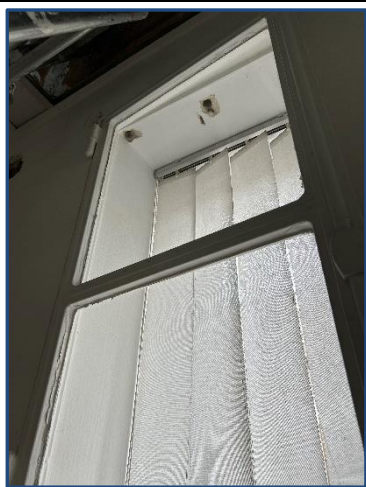
4. Réhausse Linteau au sein du bureau 306 – Baie pompier

Dans le cadre de notre intervention sur site, nous avons été sollicités pour étudier la faisabilité du rehaussement d'environ 30 cm d'un linteau de fenêtre situé au 3^{ème} étage, plus précisément dans le bureau N306, afin de permettre la création d'une baie pompier côté rue Pouchet.

A cet effet, plusieurs sondages destructifs ont été réalisés au droit linteau concerné, afin d'en déterminer la nature, les caractéristiques et la position de ses appuis.

4.1. Photos du linteau et Observations





- Les sondages et relevés réalisés à l'aplomb du linteau situé au-dessus des ouvertures du bureau 306 ont mis en évidence la présence d'un linteau commun longeant la tête des trois ouvertures.
- Le linteau est constitué de deux profilés métalliques IAO situés l'un à côté de l'autre avec un remplissage en briques.
- Les mesures effectuées côté intérieur indiquent qu'il s'agit de profilés de type IPE 100.
- Il est donc très probable que le second profilé, situé à l'arrière, soit de même section.
- Le mur adjacent au linteau, ainsi que la maçonnerie au-dessus (relevée depuis le faux plafond), sont composés de briques pleines.
- L'épaisseur totale du mur est de 36 cm.
- La longueur d'empochement des profilés est mesurée à 25 cm.
- Une couche de plâtre d'environ 2 cm recouvre les profilés métalliques détectés. Celle-ci a pour fonction la protection des profilés contre le feu.
- **Le projet prévoit le rehaussement du linteau existant de 30 cm afin de permettre la création d'une baie pompier. La longueur et l'orientation du nouveau linteau étant identiques à celles de l'actuel, les charges appliquées resteront globalement inchangées. Elles seront même légèrement réduites, du fait de la diminution de la hauteur du mur en briques situé au-dessus, et donc de son poids propre.**

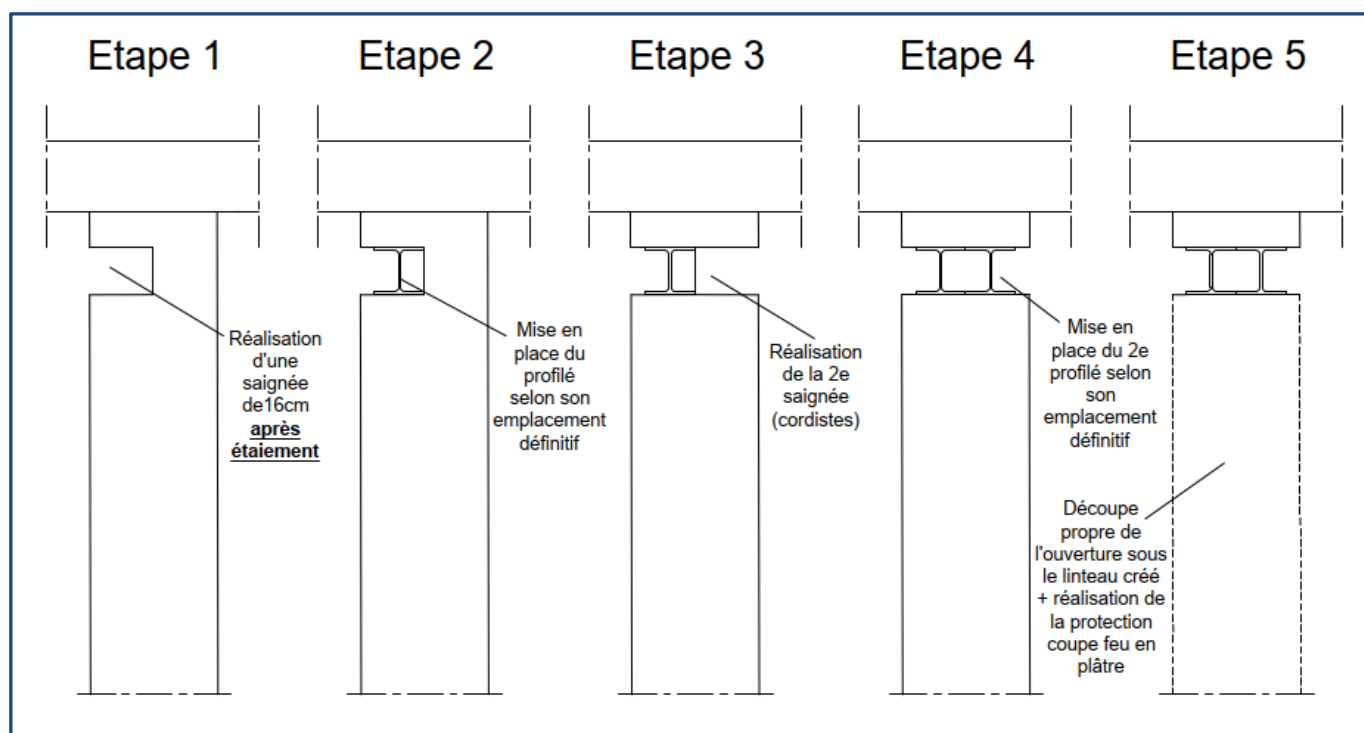
Par conséquent, la mise en œuvre du nouveau linteau pourra se faire à l'aide de profilés métalliques de section équivalente à ceux en place, ou de section supérieure (et donc plus résistante) si les contraintes d'exécution l'exigent.

4.2. Faisabilité de la rehausse

La réhausse du linteau existant, situé en tête des ouvertures des baies du bureau 306 au R+3 du bâtiment Pouchet, est techniquement réalisable.

Toutefois, il est impératif de respecter les étapes d'exécution suivantes afin de garantir la stabilité de l'ensemble :

- Mettre en place deux profilés métalliques de type HEA 140.
- Prévoir un appui de 25 cm de part et d'autre des profilés, ancré dans la maçonnerie en briques pleines.
- Réaliser le nouveau linteau en deux phases, après avoir étayé le plancher pour soulager la maçonnerie avant découpe (saignées).
- Protéger les faces apparentes des profilés métalliques avec un revêtement en plâtre coupe-feu.

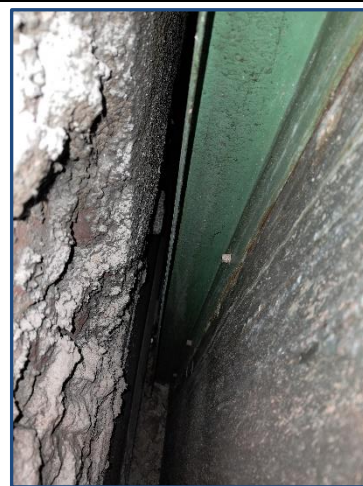


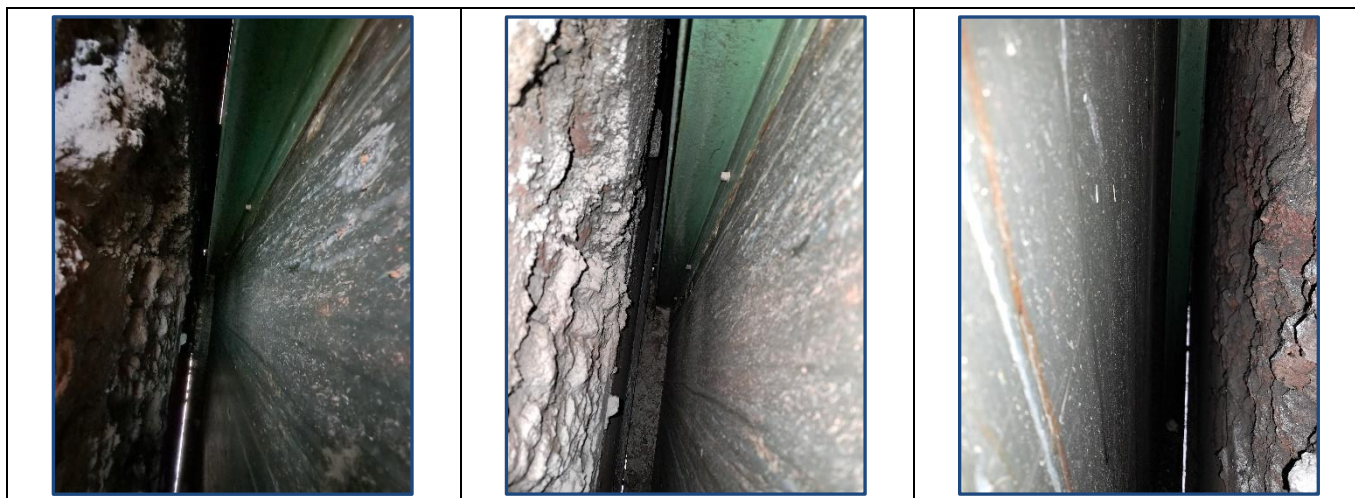
Schématisation du mode opératoire recommandé

5. Mode d'accroche de la façade rue Pouchet

5.1. Photos du linteau et Observations







L'objectif de cette partie de la mission est de définir, dans la mesure du possible, le mode d'accroche des éléments de façade ajoutés à la structure principale dans les années 1980, afin de pouvoir les retirer en vue de l'installation de nouveaux éléments. En effet, l'ouvrage est en réalité constitué de sa façade d'origine contre laquelle dans les années 1980, une seconde façade aluminium a été accolée.

Il est important de préciser que les charges provenant de la nouvelle façade devront être égales ou inférieures à celles de la façade existante, dans le but d'éviter toute surcharge du bâtiment et de ses fondations.

Il n'a pas été possible de pouvoir retirer un panneau de façade (façade 1980) pour examiner son mode d'accroche, un sondage destructif a été réalisé au niveau d'une fenêtre au R+1. Les informations recueillies sur site sont donc limitées. Ci-dessous les observations faites :

- En sondant l'allège de la fenêtre au R+1, un vide a été détecté en partie basse au niveau du plancher bas séparant l'ancienne fenêtre de celle située devant elle, correspondant à la façade « ajoutée en excroissance ». À droite, un profilé métallique vertical semble reposer sur un élément métallique au fond.

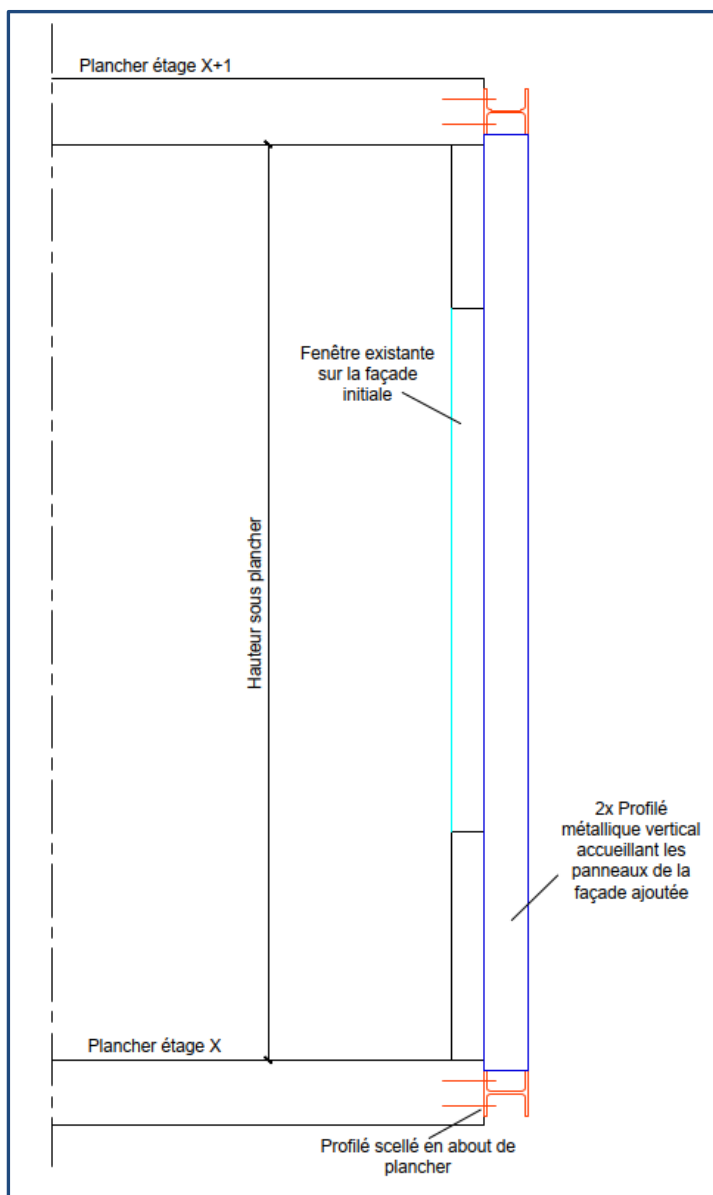
La future façade pourra suivre le même mode d'accroche estimé.

5.2. Mode d'accroche probable

En vue des relevés limités effectués sur site, au niveau de la façade « ajoutée » sur la rue Pouchet, il semble que les panneaux aient été fixés de part et d'autre à des profilés métalliques verticaux, eux-mêmes attachés à des poutres métalliques scellées en rive des planchers.

Schématisation probable des profilés d'accroche :

- En jaune, les éléments métalliques scellés en bout des planchers structurels du bâtiment.
- En rouge, les éléments métalliques verticaux supportant les panneaux.



6. Analyse des purges réalisés sur les profilés métalliques « patio »

Le dernier sujet qui nous a été confié dans le cadre de notre mission sur site consistait à établir un avis technique sur l'état structurel des poteaux métalliques situés sur la façade côté « patio » du bâtiment.

Des infiltrations d'eau ayant été constatées au niveau de la tête de la façade, il a été jugé pertinent de vérifier l'état des éléments métalliques ayant été exposés à ces infiltrations.

Dans ce cadre, suite à une intervention de cordistes qui ont purgé l'enduit en ciment couvrant la partie supérieure de la façade pour permettre l'examen, une seconde visite sur site a été réalisée le 30/06/2025 afin d'évaluer leur état.

6.1. Photos prises sur site



6.2. Observations et Gravité structurelle

- Les profilés métalliques situés dans la partie supérieure de la façade côté « patio », ayant été exposés aux infiltrations d'eau, ne présentent pas un degré de corrosion suffisamment avancé pour compromettre leur stabilité.
- Bien que ces profilés aient subi des effets de corrosion, leur état demeure encore acceptable. Aucun effritement (dégradation en forme de « millefeuille ») n'est observé sur le matériau, ce qui indique l'absence de détérioration majeure.
- La gravité structurelle des désordres est donc considérée comme modérée à faible.
- Il est néanmoins fortement recommandé de traiter les profilés existants mais aussi de remettre en étanchéité (reconstitution du parement lors de travaux de ravalement) les éléments porteurs afin d'éviter une aggravation ou une réapparition des désordres.

6.3. Préconisations de réparation

Une fois les points d'infiltrations traités, il est nécessaire de :

1. Retirer soigneusement les parties d'enduit instables recouvrant les éléments corrodés,
2. Brosser les éléments mis à nu et appliquer une peinture de passivation,
3. Réaliser un nouvel enduit en veillant à poser une grille métallique pour assurer une bonne adhérence.

7. Conclusion de l'étude

En conclusion, l'étude de faisabilité structurelle menée sur le site du CNRS situé au 59-61 rue Pouchet, Paris 17^{ème}, dans le cadre d'un projet de rénovation des façades, a permis d'évaluer plusieurs aspects, notamment la capacité portante de deux toitures-terrasses, la faisabilité du rehaussement d'un linteau en vue de créer une baie pompier, ainsi que le mode d'accroche de la façade et l'état de certains éléments métalliques.

Il en ressort les principales conclusions suivantes :

- **Toiture-terrasse du R+2 (bâtiment Pouchet) :**

Les analyses ont démontré que la capacité portante de cette toiture, déterminée par les poutres secondaires IPN 140, est limitée à **105 daN/m²**, valeur conforme à un usage de toiture inaccessible. Par conséquent, **cette dalle ne peut en aucun cas être utilisée comme zone de stockage provisoire** dans le cadre du projet, sans mesures de renforcement structurelles adaptées.

- **Toiture-terrasse du R+5 (bâtiment Berzelius) :**

Bien que la dalle en béton armé présente, sur le plan théorique, une capacité portante pouvant atteindre **150 daN/m²**, la surcharge liée à la présence d'une couche de gravillons réduit cette capacité résiduelle à seulement **42 daN/m²**, ce qui s'avère largement insuffisant pour envisager un usage provisoire de type « stockage ».

Par ailleurs, **la présence de fissures infiltrantes en sous-face de la dalle (détectées lors des investigations sur site) exclut toute possibilité de justifier une surcharge supplémentaire, même si les calculs théoriques pourraient suggérer le contraire.** Des injections de résine et une vérification de l'étanchéité sont impératives avant tout projet sur cette dalle.

Il convient toutefois de souligner que les désordres constatés ne traduisent pas un risque immédiat d'effondrement sous les charges d'exploitation usuelles (la dalle étant restée stable depuis sa construction) mais une attention particulière doit être portée à toute surcharge supplémentaire.

L'utilisation de cette surface en zone provisoire de stockage pour le chantier imposera un étaieement toute hauteur de la dalle.

- **Linteau du bureau 306 (création de baie pompier) :**

Les sondages effectués en tête des ouvertures existantes en façade du bureau 306 ont confirmé la présence d'un linteau composé de deux profilés métalliques de type IPE 100, intégrés dans une maçonnerie en briques. **Le rehaussement de ce linteau est techniquement réalisable, sous réserve de respecter les recommandations techniques indiquées dans le rapport (voir page 31).**

- **Mode d'accroche de la façade rue Pouchet :**

Les investigations, bien que limitées et réalisées depuis l'intérieur, ont permis de formuler une hypothèse concernant le mode d'accroche des panneaux ajoutés à la façade d'origine dans les années 1980.

Ces panneaux semblent fixés à des profilés métalliques verticaux, eux-mêmes appuyés entre deux profilés métalliques horizontaux, scellés en extrémité des planchers structurels.

Cependant, n'ayant pas eu l'autorisation pour déposer un panneau en façade, cette configuration ne reste que théorique. Il conviendra donc, lors des opérations de dépose ou de remplacement, d'intervenir avec précaution afin de valider ou ajuster cette hypothèse.

Par ailleurs, il est impératif que les charges induites par la future façade restent inférieures ou égales à celles existantes, afin d'éviter toute surcharge de la structure du bâtiment.

- **Etat de stabilité des éléments métallique en façade côté « patio » :**

Les purges effectuées lors de l'intervention des cordistes ont mis en évidence une corrosion superficielle des profilés métalliques exposés aux infiltrations d'eau. **Bien que ces dégradations n'affectent pas la stabilité structurelle du bâtiment, il demeure indispensable d'engager des réparations préventives afin d'éviter une détérioration progressive.** Les mesures correctives recommandées dans le rapport devront être mises en œuvre **après** la réparation des infiltrations, afin d'assurer la durabilité de la structure.

Nous nous tenons à la disposition du maître d'ouvrage pour toute question ou information complémentaires concernant cette étude.

Espérant avoir répondu à votre demande,

Les Ulis, le 04/07/2025

Chargée de l'affaire - Chloé SARKIS