



Septembre 2024

DOSSIER N° ING-OC-24-303 I-D-A

## RAPPORT

### Diagnostic structurel des toitures

### Université Toulouse 2 - Jean Jaurès Bâtiment MAYER

A la demande et pour le compte de :  
UNIVERSITE TOULOUSE 2 JEAN JAURES





## REFERENCES DE L'OPERATION

---

Référence devis	COM-OC-24-3079-D-C
Nom de l'opération	Rénovation thermique, Bâtiment MAYER – Université Jean Jaurès
Localisation	5 allée Antonio Machado - Toulouse
Client	Université Toulouse 2 – Jean Jaurès
Interlocuteur	Benjamin DUPONT
Rapport	Diagnostic structurel des toitures

Si le CLIENT est amené à diffuser ou à publier le rapport de mission, il s'engage à le reproduire en intégralité, sauf avec l'accord exprès d'ASTER BTP. Les conclusions d'ASTER BTP sont valables exclusivement pour l'objet de l'étude et l'ouvrage précisés ci-dessus. Elles ne peuvent pas être généralisées et les résultats de l'étude ne peuvent pas être extrapolés.

Émetteur	Type	Réf	Phase	Ind.	Date	Nb pages	Rédigé	Approuvé
ASTER BTP	ING	OC-24-3031	D	A	10/09/2024	62 + 3 ANNEXE	AM	GG



## Sommaire

<b>1. INTRODUCTION</b>	<b>5</b>
1.1 CONTEXTE GENERAL DE LA MISSION D'ASTER BTP	5
1.1 FICHE D'IDENTITE DU SITE	6
1.2 HISTOIRE DU BATIMENT	6
<b>2. PROGRAMME DES INVESTIGATIONS ET DESCRIPTION</b>	<b>7</b>
2.1 PROGRAMME DES INVESTIGATIONS SUR SITE	7
2.2 ESSAIS EN LABORATOIRE	7
2.3 INGENIERIE	8
<b>3. DESCRIPTION DES METHODOLOGIES ET MOYEN MATERIEL D'INTERVENTION SUR SITE</b>	<b>9</b>
3.1 ACCESSIBILITE, SECURITE ET BALISAGE	9
3.1.1 ACCESSIBILITE SECURISEE	9
3.1.2 HYGIENE ET SECURITE – MOYENS SPECIFIQUES	10
3.2 INSPECTION VISUELLE	11
3.2.1 RELEVÉ DIMENSIONNEL DE L'OUVRAGE	11
3.2.2 RELEVÉ DES DESORDRES	11
3.3 RECONNAISSANCE STRUCTURELLE	12
3.3.1 RADAR HAUTE FREQUENCE	12
3.3.2 SONDAGE DESTRUCTIF	14
3.4 PRELEVEMENT D'ÉCHANTILLONS	16
3.4.1 PRELEVEMENTS D'ÉCHANTILLONS D'ACIER POUR ANALYSES EN LABORATOIRE	16
3.5 ANALYSE EN LABORATOIRE	16
3.5.1 CARACTERISATION D'UN ÉCHANTILLON METALLIQUE	16
3.6 CALCUL DE STRUCTURES	17
3.6.1 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015 (LOGICIEL DE CALCUL DE STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES PAR ÉLÉMENTS FINIS)	17
3.6.2 SCIA CONCRETE SECTION	18
<b>4. INVESTIGATIONS SUR SITE</b>	<b>19</b>
4.1 IMPLANTATION DES ZONES D'INVESTIGATIONS	19
4.2 ZONE 1 – PLANCHER HAUT RDC - PRÉSENTATION DES RECONNAISSANCES	21
4.2.1 IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS	21
4.2.2 SONDAGE SP.I.1 ET SP.I.3 – POUTRE PRECONTRAINTÉ – GRANDE PORTEE	22
4.2.1 SONDAGE SP.I.2 ET SP.I.3 – POUTRE PRECONTRAINTÉ – PETITE PORTEE	24
4.2.1 SONDAGE SPL.I – PREDALLE EN BETON ARME	26
4.3 ZONE 2 – PLANCHER HAUT R+1 - PRÉSENTATION DES RECONNAISSANCES	28



4.3.1	IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS	28
4.3.2	SONDAGES SP.2.1 ET SP.2.2 – POUTRE PRECONTRAINTTE – GRANDE PORTEE	29
4.3.3	SONDAGE SPL.2 - PREDALLE EN BETON ARME	31
<b>4.4</b>	<b>ZONE 3 – PLANCHER HAUT RDC - PRESENTATION DES RECONNAISSANCES</b>	<b>33</b>
4.4.1	IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS	33
4.4.2	SONDAGE SP.3.1 ET SP.3.2 – POUTRE PRECONTRAINTTE	34
4.4.3	SONDAGE SPL.3 – PLANCHER NERVURE EN BETON ARME	36
<b>5.</b>	<b>ESSAI EN LABORATOIRE</b>	<b>38</b>
<b>5.1</b>	<b>DETERMINATION DE LA LIMITE D'ELASTICITE DES ARMATURES</b>	<b>38</b>
<b>6.</b>	<b>DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA STRUCTURE</b>	<b>40</b>
<b>6.1</b>	<b>HYPOTHESES DES CALCULS</b>	<b>40</b>
6.1.1	MATERIAUX :	40
6.1.2	CHARGES APPLIQUEES	43
6.1.3	HISTORIQUE DE REALISATION DES PLANCHERS	45
6.1.4	MODELES	46
6.1.5	VERIFICATIONS-CAS DE CHARGES	46
<b>6.2</b>	<b>RESULTATS POUR LA POUTRE SPI.1</b>	<b>47</b>
6.2.1	CALCUL A L'ELS	47
6.2.2	CALCUL A L'ELU	50
<b>6.3</b>	<b>RESULTATS POUR L'ENSEMBLE DES POUTRES PRECONTRAINTES</b>	<b>54</b>
<b>6.4</b>	<b>SYNTHESE DES CALCULS</b>	<b>55</b>
6.4.1	ELEMENTS PRECONTRAINTS	55
6.4.2	ELEMENTS EN BETON ARME	57
<b>7.</b>	<b>SYNTHESE</b>	<b>60</b>
<b>8.</b>	<b>ANNEXE</b>	<b>62</b>
<b>ANNEXE 1</b>		<b>90</b>
<b>ANNEXE 2</b>		<b>91</b>
<b>ANNEXE 3</b>		<b>92</b>



## 1. INTRODUCTION

---

### 1.1 Contexte général de la mission d'ASTER BTP

Dans le cadre du projet de rénovation thermique du bâtiment MAYER situé sur le site de l'université Toulouse 2 – Jean Jaurès, ASTER BTP a été mandaté pour réaliser un diagnostic structurel partiel des toitures du bâtiment dans le but de déterminer la capacité portante de la structure.

La vue satellite du bâtiment objet des investigations est présentée ci-dessous :



*Photographie de la façade du bâtiment*

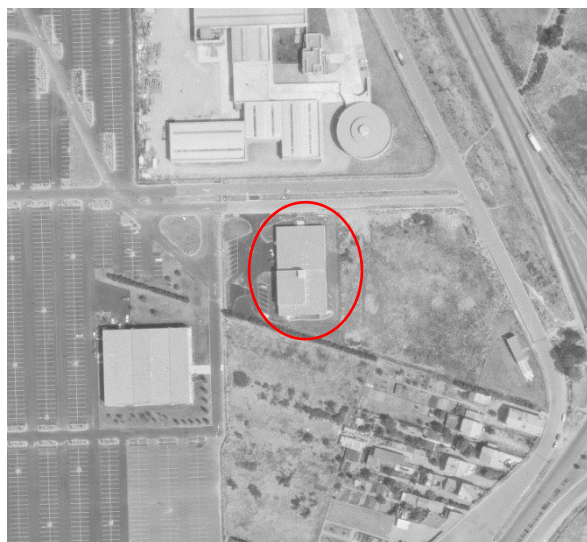


## 1.1 Fiche d'identité du site

Carte d'identité		
Commune	Toulouse 31100	
Adresse	5 Allée Antonio Machado	
Année de construction	Entre 1973-75	
Fonction	Bureaux	

## 1.2 Histoire du bâtiment

Des photographies aériennes provenant du site internet « remonter le temps » permettent d'observer et d'évaluer l'année de création du bâtiment et de voir son évolution dans le temps. Les photographies aériennes de la zone prise en 1970 mettent en évidence la construction du bâtiment.



Photographie aérienne du site – Juin 1973 et 1975

## 2. PROGRAMME DES INVESTIGATIONS ET DESCRIPTION

---

Conformément à la demande du client et au contrat référencé COM-OC-24-3079, le programme de la mission et les moyens matériels sont les suivants :

### 2.1 Programme des investigations sur site

Au droit des 3 zones d'investigations, il sera réalisé le programme suivant :

- Relevés géométriques
- Réalisation de radiographies à l'aide d'un radar Haute fréquence avec enregistrement des lignes de détection afin de déterminer les épaisseurs, l'enrobage des aciers, le maillage et les dispositions constructives
- Détermination du ferrailage des poutres par radiographies et mini-sondages
  - Détermination des aciers de flexion à mi-travée (type d'acier, diamètre, nombres de lits) ;
  - Détermination des cadres sur appuis (type d'acier, dispositions et espacement) ;
  - Détermination des aciers de continuité depuis la toiture, à la liaison avec les poteaux
- Réalisation de lignes de détection à l'aide d'un profomètre en sous-face de dalle pour vérification de l'homogénéité du positionnement des aciers avec détermination de l'enrobage moyen sur toute la largeur et la longueur de la dalle (valeur en prendre en compte dans les calculs).
- Détermination du ferrailage de la dalle en béton, des épaisseurs et des charges permanentes associées par radiographies et mini-sondages :
  - Détermination du ferrailage de la dalle dans les deux directions à mi travée
  - Détermination des aciers de continuité depuis la toiture
- Réalisation d'un prélèvement d'acier (sur une zone la moins sollicitée : cadre à mi-travée) afin de déterminer en laboratoire la résistance à la traction  $R_m$  et la limite d'élasticité  $R_{p0.2\%}$  associée à l'allongement sans reconstitution de la section d'acier.
- Reconstitution de la section de béton au droit des sondages et carottages à l'aide de mortier de réparation

### 2.2 Essais en laboratoire

- Détermination de la résistance à la traction  $R_m$  et de la limite d'élasticité  $R_{p0.2\%}$  associé à l'allongement au niveau d'un échantillon d'acier prélevé.

### 2.3 Ingénierie

Le rapport d'investigations suivant comprend les éléments suivants :

- Le dépouillement et l'analyse des essais et investigations ;
- La retranscription sur plans de l'ensemble des investigations réalisées sur site, plan d'implantation des investigations, coupes des sondages, relevé géométrique des éléments, ...
- La détermination des capacités portantes en kg/m<sup>2</sup> des planchers investigués selon les normes en vigueur (NF EN 1990, NF EN 1991 et NF EN 1992) et selon les résultats de caractérisation des matériaux.
- La synthèse générale.



### 3. DESCRIPTION DES METHODOLOGIES ET MOYEN MATERIEL D'INTERVENTION SUR SITE

---

#### 3.1 Accessibilité, Sécurité et Balisage

Les interventions démarrent toujours par la mise en sécurité de l'intervention et de notre équipe. La priorité, au-delà de l'aspect technique, est d'avertir et de guider l'utilisateur afin d'assurer sa sécurité ainsi que celle de nos collaborateurs.

Pour les interventions à l'intérieur du domaine privé, l'ensemble de nos investigations est réalisé sous balisage léger (plots, cônes de chantier, rubalise) avec panneaux et signalétique.

##### 3.1.1 Accessibilité sécurisée

Pour les interventions limitées à 3.5 m de hauteur, le poste de travail est assuré à l'aide d'une P.I.R.L.E. Pour les hauteurs supérieures, l'échafaudage retenu par Aster Btp est un échafaudage roulant aluminium NF qui permet de travailler aisément jusqu'à des hauteurs de travail < 7m. Le choix de ce matériel a été dicté par les spécificités suivantes :

- Sa robustesse.
- Sa facilité de montage par une seule personne (ce qui permet à la deuxième personne sur site d'effectuer la vérification du montage avec neutralité).
- Sa facilité de transport.
- Un poste de travail limité à une personne. Ce critère permet de garantir l'absence de risques liés à la coactivité sur un même poste de travail et assure le rôle de surveillant pour la deuxième personne



Concernant les interventions au-delà de 7 mètres, il sera utilisé plusieurs types de nacelle élévatrices (nacelles sur véhicules légers, nacelles automotrices, nacelles sur poids lourds)

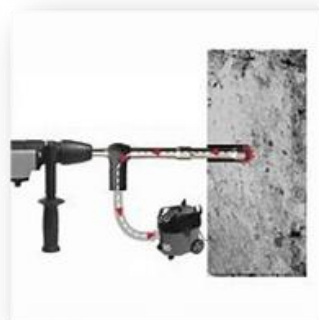
Les intervenants possèdent le CACES ainsi que l'AUTORISATION DE CONDUITE afin de pouvoir piloter les nacelles élévatrices.



### 3.1.2 Hygiène et sécurité – Moyens spécifiques

L'hygiène et la sécurité ont été étudiées dans toutes les procédures d'ASTER Btp tel qu'expliqué précédemment sur le choix de notre échafaudage. Nous pouvons citer entre autres les exemples non exhaustifs suivants :

- Tous nos outils électroportatifs sont équipés de système anti-vibration.
  - Pour les zones d'intervention à accès difficiles, le matériel électroportatif fonctionne sur batterie.
  - La meuleuse à batterie est équipée d'un dispositif de freinage qui stoppe la rotation des disques dès que l'interrupteur est lâché.
  - Pour les percements et petits sondages Aster Btp vient de mettre en place une procédure avec les nouvelles générations de forêts creux à aspiration.
- 
- Toutes les meuleuses sont équipées de flasques à poussières reliés à un aspirateur à poussière avec système anti-colmatage. L'opérateur est équipé d'un masque ventilé.
  - L'ensemble du personnel a été formé à l'utilisation du matériel.
  - Tous les intervenants sont formés et habilités au travail en hauteur, à la conduite de PEMP et au montage, vérification et utilisation d'échafaudage.



### 3.2 Inspection visuelle

Pour comprendre le fonctionnement des structures, identifier les éléments porteurs, localiser les anomalies visuelles et orienter les futures reconnaissances structurelles, la première étape réalisée sur site est l'inspection visuelle du bâtiment. Elle consiste dans un premier temps à réaliser un relevé géométrique et dimensionnel de la structure puis repéré les éventuels désordres ou anomalie pouvant affecter la structure.

#### 3.2.1 Relevé dimensionnel de l'ouvrage

Le relevé géométrique des ouvrages et bâtiments sera réalisé à l'aide de matériel classique de mesures de géométrie

Matériel : mètre, disto, lasermètre, station autonome.

Procédure de réalisation : procédures internes Aster Btp

Sécurité : E.P.I

Étalonnage : Annuel chez le fabricant– Mensuel sur boîte d'essai



#### 3.2.2 Relevé des désordres

Le relevé des désordres des ouvrages et bâtiments est la première phase des investigations d'une mission de diagnostic. Elle a pour but d'identifier rapidement la présence éventuelle de désordres graves d'un point de vue structurel ou pathologique. Ces investigations sont généralement réalisées à pied d'œuvre ou à l'aide de plateforme sécurisée (PIRL) pour l'inspection rapprochée des parties aériennes des bâtiments et à l'aide d'une nacelle pour les façades.

Matériel :

- Appareils photo numériques et télémétriques (macro et zoom 80x200mm)
- Matériel léger de « sonnage » et de prélèvements
- Caméra thermique
- Fissuromètre
- Endoscope à fibre optique avec caméra numérique asservie
- Procédure de réalisation : S.E.T.R.A
- Sécurité : E.P.I / CACES nacelles/Habilitation échafaudages/PIRL
- Étalonnage : Sans Objet



Lors de cette mission, il ne nous est pas demandé de réaliser une inspection détaillée de la structure, toutefois, si lors de notre mission, nous observons des points inquiétants pouvant affecter la structure, nous en ferons l'état des lieux et référence au maitre d'œuvre et d'ouvrage.



### 3.3 Reconnaissance structurelle

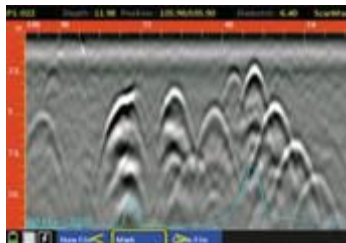
Suite à l'identification de la structure lors de l'inspection visuelle réalisée initialement, une campagne de radiographie de la structure est réalisée afin d'affiner la compréhension de la structure et positionner au mieux les sondages destructifs complémentaires.

#### 3.3.1 Radar Haute Fréquence

Les ondes électromagnétiques hautes fréquences se propagent dans les matériaux et se réfléchissent à l'interface entre deux milieux physiques distincts qui présentent des caractéristiques électromagnétiques différentes. La mesure des temps de réverbération des ondes est fonction de la constante diélectrique des matériaux qui varie en fonction de leur nature et de l'humidité. L'analyse des échos associés aux interfaces constitue les principes de base de la méthode.

La réflectométrie radar permet donc de détecter, de localiser et de préciser la géométrie des structures et des éventuelles anomalies qui les affectent (cavités, armatures métalliques, hétérogénéités singulières,), à partir de taille centimétrique. La section des aciers n'est pas mesurable.

Les enregistrements bruts (radargrammes) sont obtenus en temps réel. Ils fournissent les « coupes temps » situées au droit de chaque profil et permettent une première interprétation des résultats sur le site même.



Les mesures sont acquises en déplaçant un transducteur radar (antenne d'émission – réception) en continu selon de nombreux profils répartis sur les surfaces accessibles. Ces profils sont orientés selon des directions perpendiculaires, horizontales et verticales, afin d'assurer l'investigation des structures dans le plus grand volume possible.

Les mesures enregistrées sont traitées sous un logiciel spécifique pour améliorer la qualité des résultats.

Nota :

La détection s'effectue par rapport aux discontinuités des matériaux.

Les mesures sont limitées en profondeur et ne concernent en général que les 40 premiers centimètres pour une antenne Haute Fréquence.

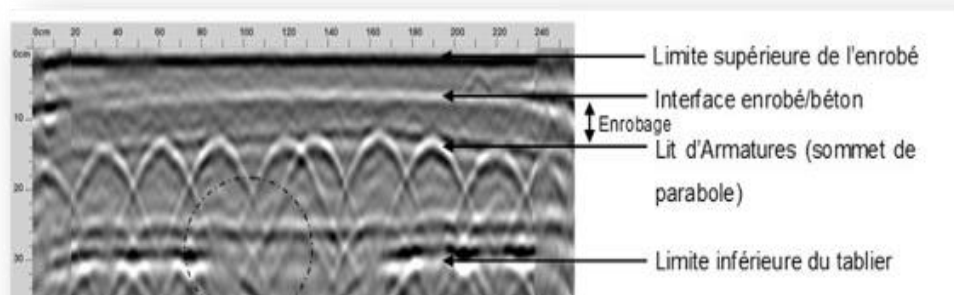
Compte-tenu de ces limites, des prélèvements sont nécessaires pour permettre d'étalonner et vérifier les différentes auscultations.





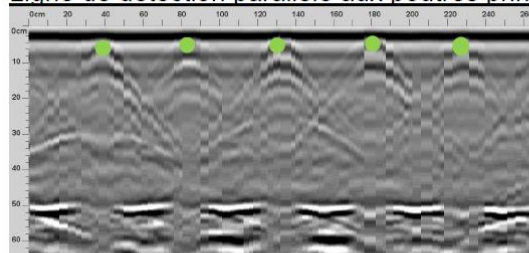
Tous les radargrammes seront exploités à l'aide d'un logiciel de traitement afin d'exporter les variations d'enrobage et d'espacement des armatures.

Ci-dessous un exemple de l'exploitation d'un radargramme réalisé en surface d'un tablier de VIPP (sur l'enrobé)



Le radar Haute Fréquence permet également de détecter le positionnement d'éléments structuraux en bois tels que les solives, les poutres etc... comme l'illustre le radargramme ci-dessous.

Ligne de détection parallèle aux poutres principales



● Solive



Comme l'illustre la photographie ci-dessus notre radar peut être monté sur une perche afin de réaliser des mesures jusqu'à des hauteurs de 4 mètres. Que cela soit sur des parois verticales ou horizontales.



### 3.3.2 Sondage destructif

Afin de limiter la propagation de la poussière il est réalisé un SAS de protection comme l'illustre les photographies suivantes.



#### Structure béton :

Les sondages destructifs sur les éléments en béton sont réalisés en règle générale au burineur et permet :

- De compléter la reconnaissance des armatures en les dégagant et permettant ainsi de caractériser le type d'armatures, leur diamètre, leur état ainsi que leur enrobage,

Les aciers préalablement détectés sont détournés afin de relever leurs caractéristiques géométriques.

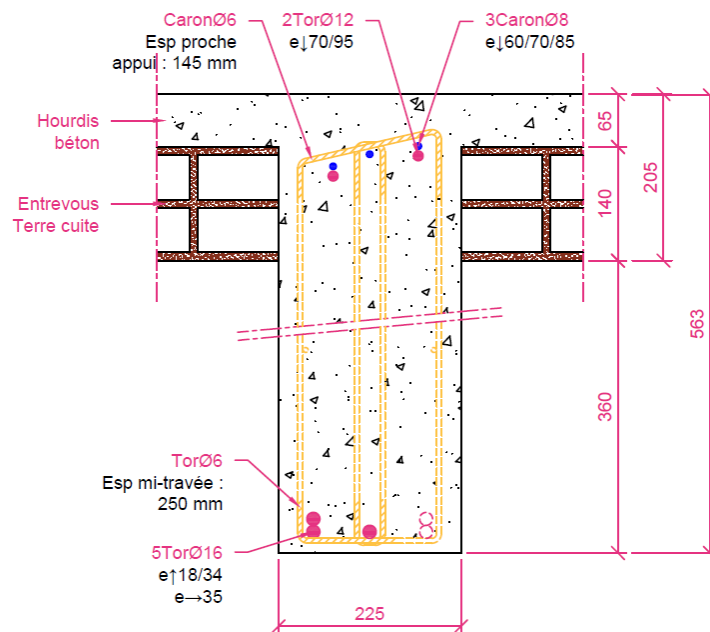


Sondage SP-4 – Surface plancher



Sondage SP-2 – Sous-face poutre

Grâce à l'ensemble des reconnaissances réalisées, il est dessiné la coupe du plan de ferrailage de l'élément :



Exemple d'un sondage d'une poutre béton

À la suite des sondages et carottages chaque « ouverture » sera refermée à l'aide d'un mortier de réparation à retrait compensé, fibré, de classe R4 selon la norme NF EN 1504-3 (Mapegrout T60F).



### 3.4 Prélèvement d'échantillons

#### 3.4.1 Prélèvements d'échantillons d'acier pour analyses en laboratoire

Les prélèvements d'armature sur les structures métalliques ou ferrailage d'éléments en béton armé sont réalisés dans le cas de vérifications calculatoires de structure pour déterminer la nuance d'acier utilisées sur les différents profilés ou armatures relevées.

Les prélèvements d'acier sont réalisés par disquage à l'aide d'appareil portatif sur des zones faiblement sollicitées sur la structure (âme de profilé, armatures transversales ...). Cela permet de réduire l'impact du prélèvement sur l'intégrité de la structure.

Des exemples de prélèvements au niveau d'éléments métalliques sont donnés ci-dessous.



Photographie de prélèvement d'acier sur structure béton et métallique

### 3.5 Analyse en laboratoire

#### 3.5.1 Caractérisation d'un échantillon métallique

Les prélèvements d'acier feront l'objet d'essai en laboratoire afin de déterminer la résistance à la traction

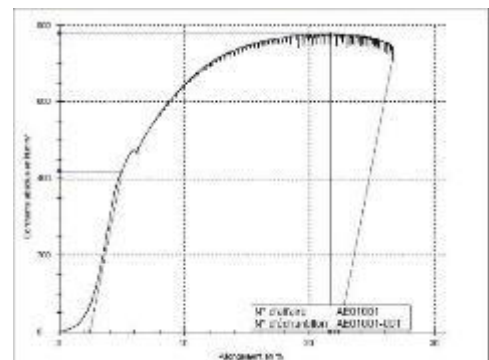
Matériel : machine de traction de capacité 400kN  
de classe 0.5, Extensomètre de classe 1

Procédure de réalisation : NF EN ISO 6892  
(épaisseur résiduelle, résistance à la traction,  
limite élastique)

Sécurité : E.P.I, Accessibilité et station de travail

Étalonnage : étalonnage externe

Étalonnage : Sans Objet





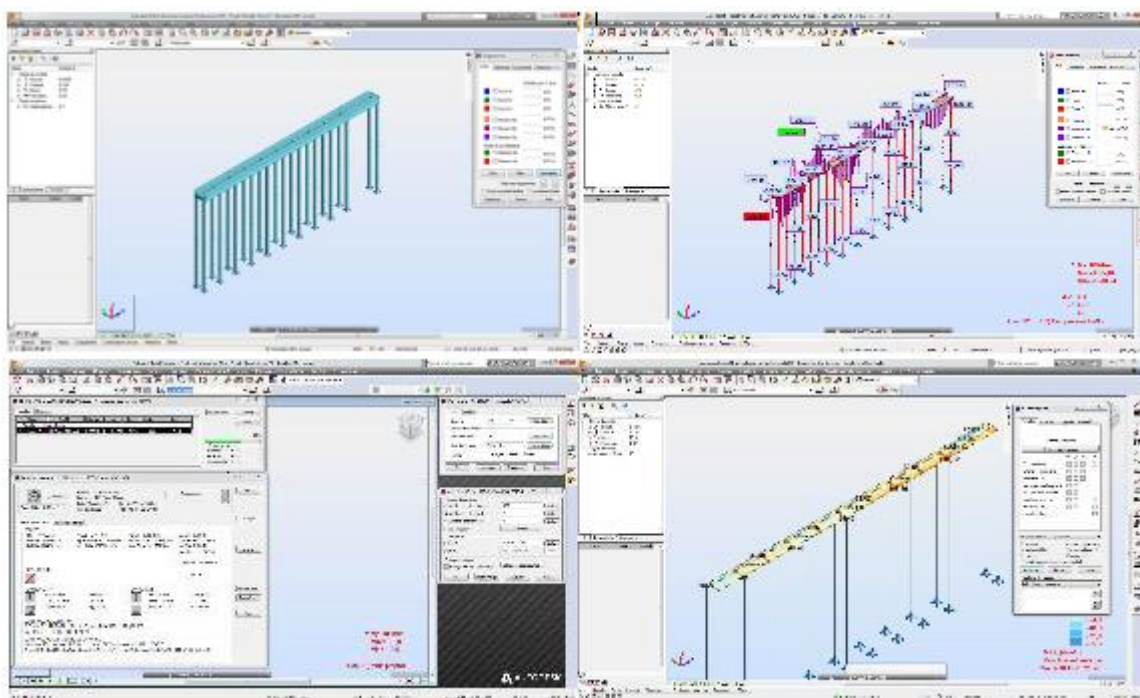
### 3.6 Calcul de structures

#### 3.6.1 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015 (Logiciel de calcul de structures tridimensionnelles par éléments finis)

Le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional nous permet de réaliser des simulations et des analyses structurales évoluées pour des structures complexes dans le domaine de la construction portuaire et maritime.

Le calcul aux éléments finis permet notamment d'étudier des structures sous des effets dynamiques :

- Séisme (Intégration des spectres et des accélérations propres aux sites du projet),
- Houle (Intégration dans le modèle des efforts de houles, des sous-pressions, etc.),
- Charges roulantes (Possibilité de prendre en compte des portiques, élévateurs, convois exceptionnels, etc.)



**D'autres logiciels équivalents sont aussi utilisés pour réaliser des modélisations et différentes analyses :**

- PYTHAGORE (Logiciel de calcul de structures tridimensionnelles par éléments finis de setec)
- VOUTE (Logiciel de calcul de voûte maçonnerie)
- MUR (Logiciel de calcul de murs de soutènements aux Eurocodes)
- NEOP (Logiciel de dimensionnement des appareils d'appui néoprène)
- CDS (Logiciel de vérification de section)
- HYPACK (logiciel de bathymétrie)
- ANSYS (logiciel de calcul aux éléments finis)
- KREA (logiciel de setec Terrasol de calcul des écrans de soutènement)

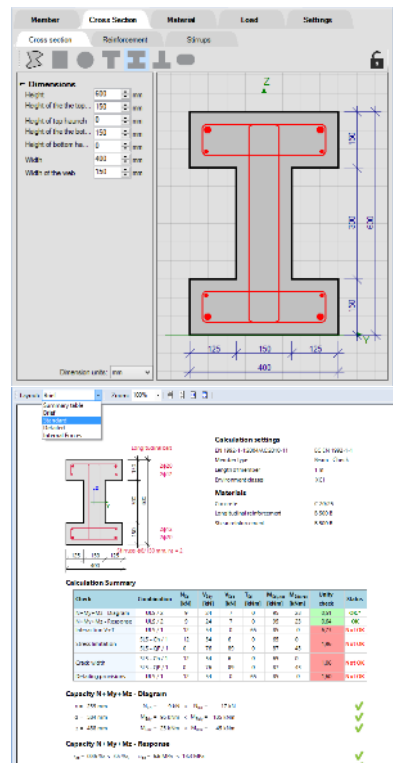


### 3.6.2 Scia Concrete Section

Scia Concrete Section est un logiciel de calcul de sections de béton armé à l'Eurocode 2. Ce logiciel permet l'évaluation et la vérification des sections d'acier dans un élément béton, l'optimisation des armatures pour une conception économique, la production de rapports clairs.

Fonctionnalités du logiciel :

- Définition de section « classique » ou particulière
- Saisie des armatures
- Préconception
- Vérifications de norme
- Génération de rapports

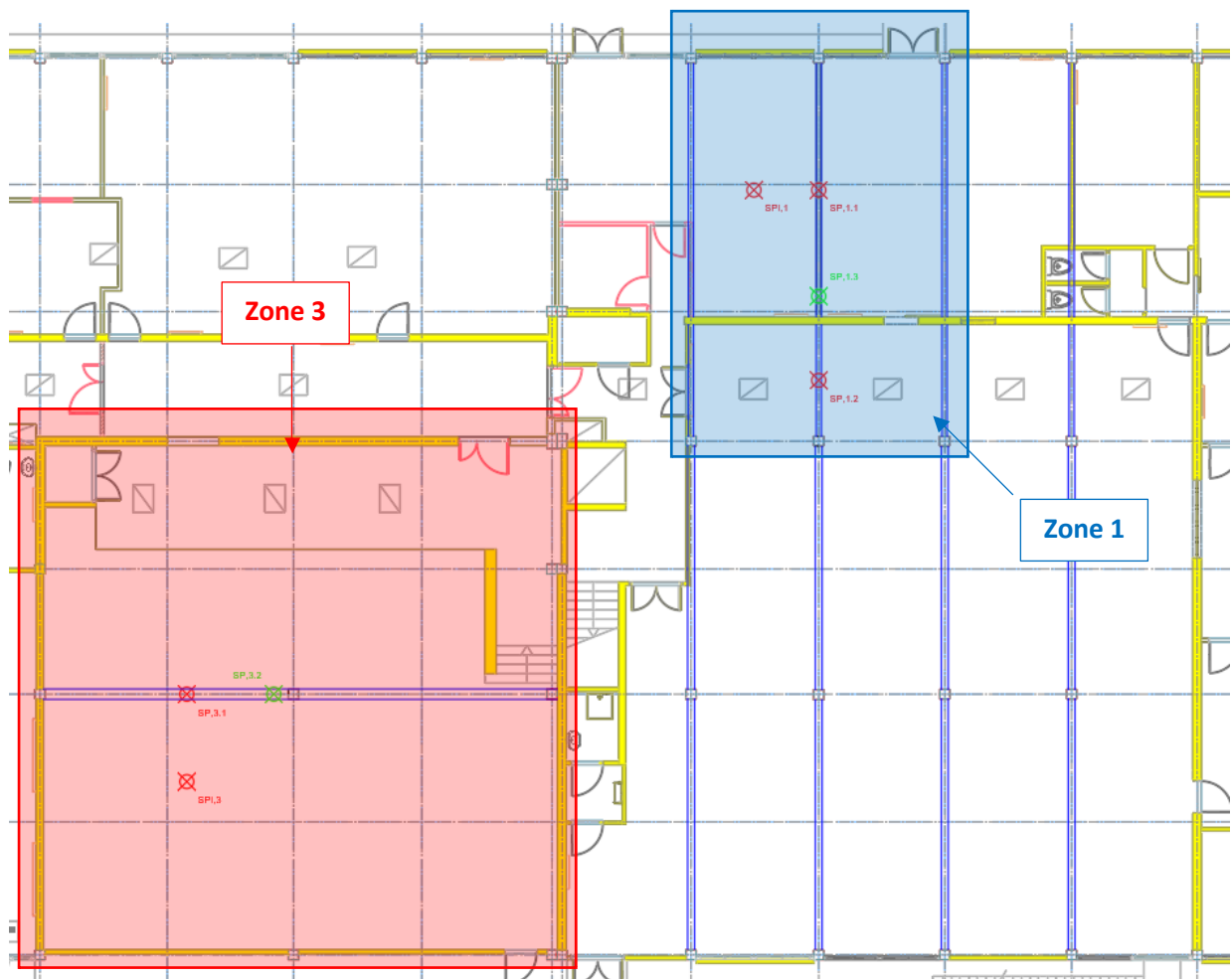




## 4. INVESTIGATIONS SUR SITE

### 4.1 Implantation des zones d'investigations

Dans cette étude, il est caractérisé 3 zones de planchers en toiture. Le positionnement des zones est présenté ci-dessous :



*Plan d'implantation des investigations sur le plancher haut rez-de-chaussée*

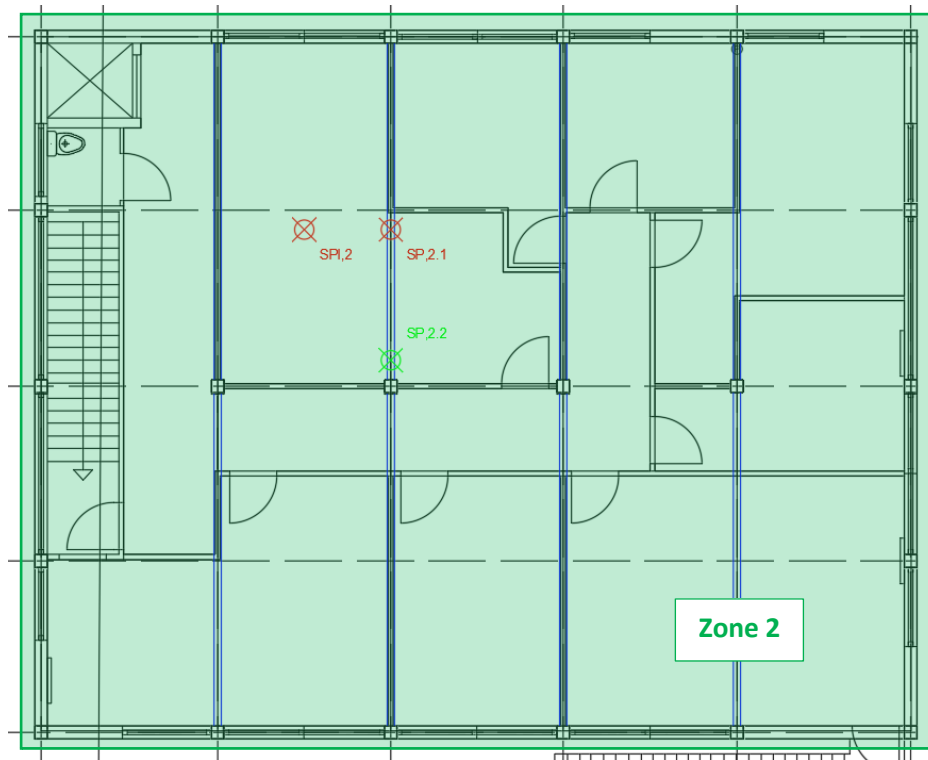
#### Légende :



Sondage destructif en sous-face de plancher



Sondage destructif en surface de plancher



*Plan d'implantation des investigations sur le plancher haut R+1*

**Légende :**



Sondage destructif en sous-face de plancher



Sondage destructif en surface de plancher

L'ensemble des plans d'implantations est fourni en annexe 1.

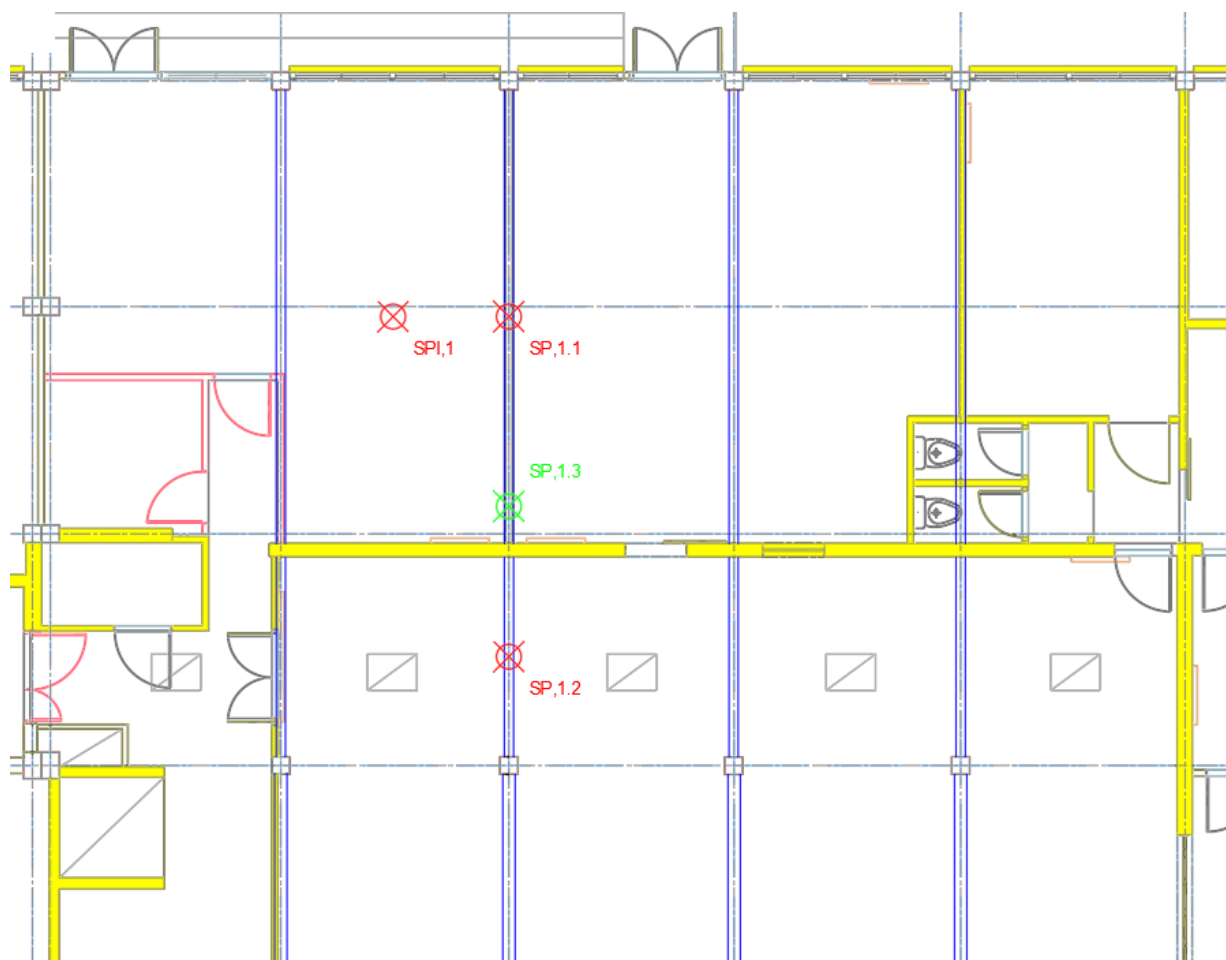




## 4.2 Zone I – Plancher haut RDC - Présentation des reconnaissances

### 4.2.1 Implantation des investigations

Ci-dessous est présentée l'implantation des investigations réalisées au droit de la zone 1 sur le plancher haut RDC.



Plan d'implantation des investigations réalisée sur le plancher haut du sous-sol

#### **Légende :**



Sondage destructif en sous-face de plancher



Sondage destructif en surface de plancher

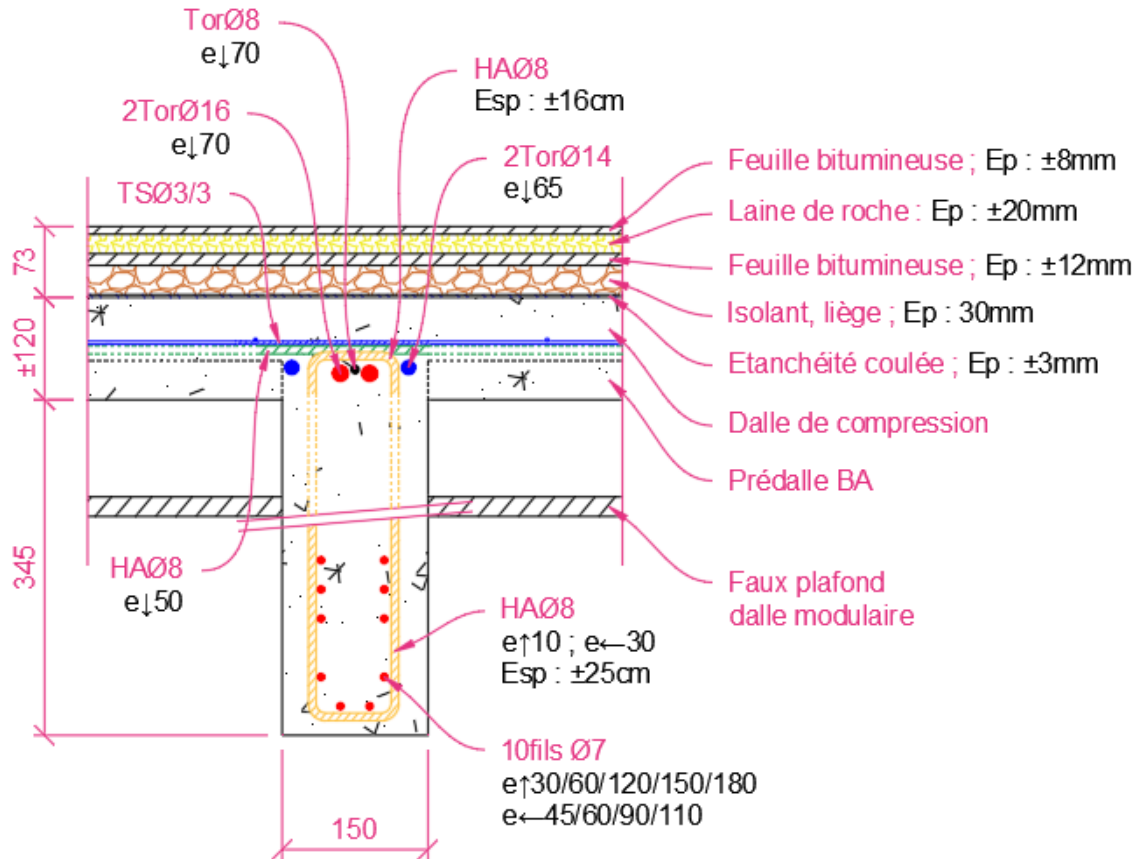
L'ensemble des plans d'implantations est fourni en annexe 1.



#### 4.2.2

#### Sondage SP.1.1 et SP.1.3 – Poutre précontrainte – Grande portée

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 7,33m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



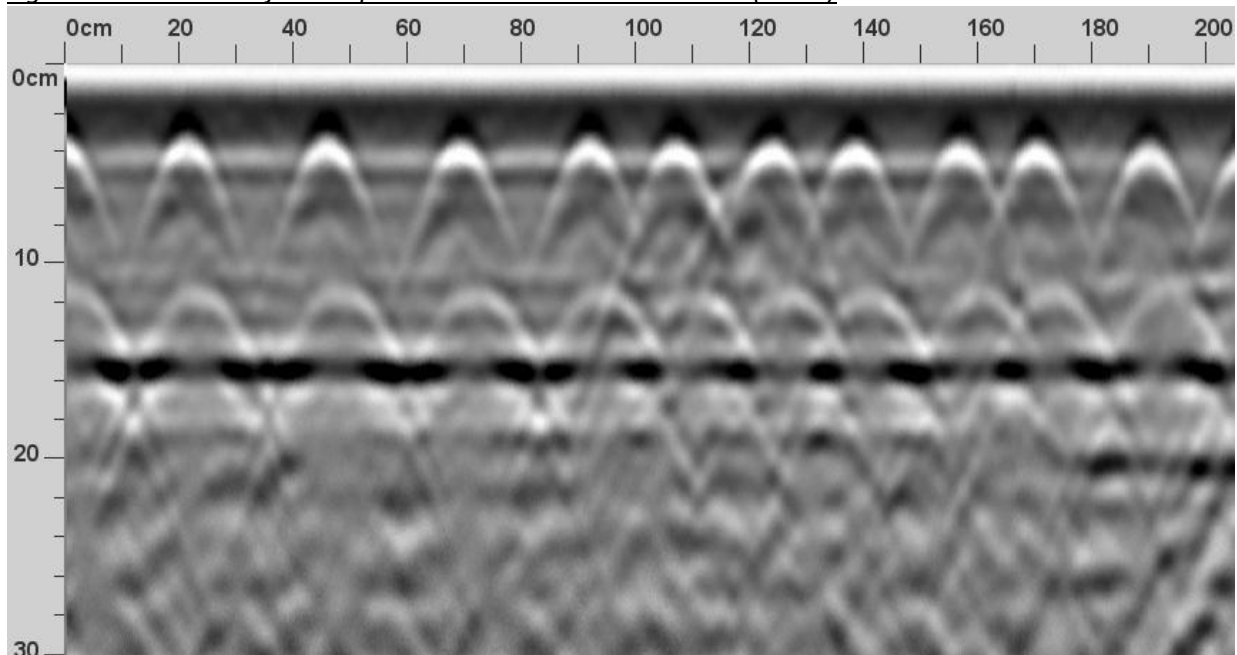
Photographie du sondage SP.1.1



Photographie du sondage SP,1.3

Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisé est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en joue de poutre – Armature transversales (cadre)



— Interface chape/béton

La ligne de détection met en évidence :

- Un espacement d'environ 16cm entre les armatures transversales proche appui.

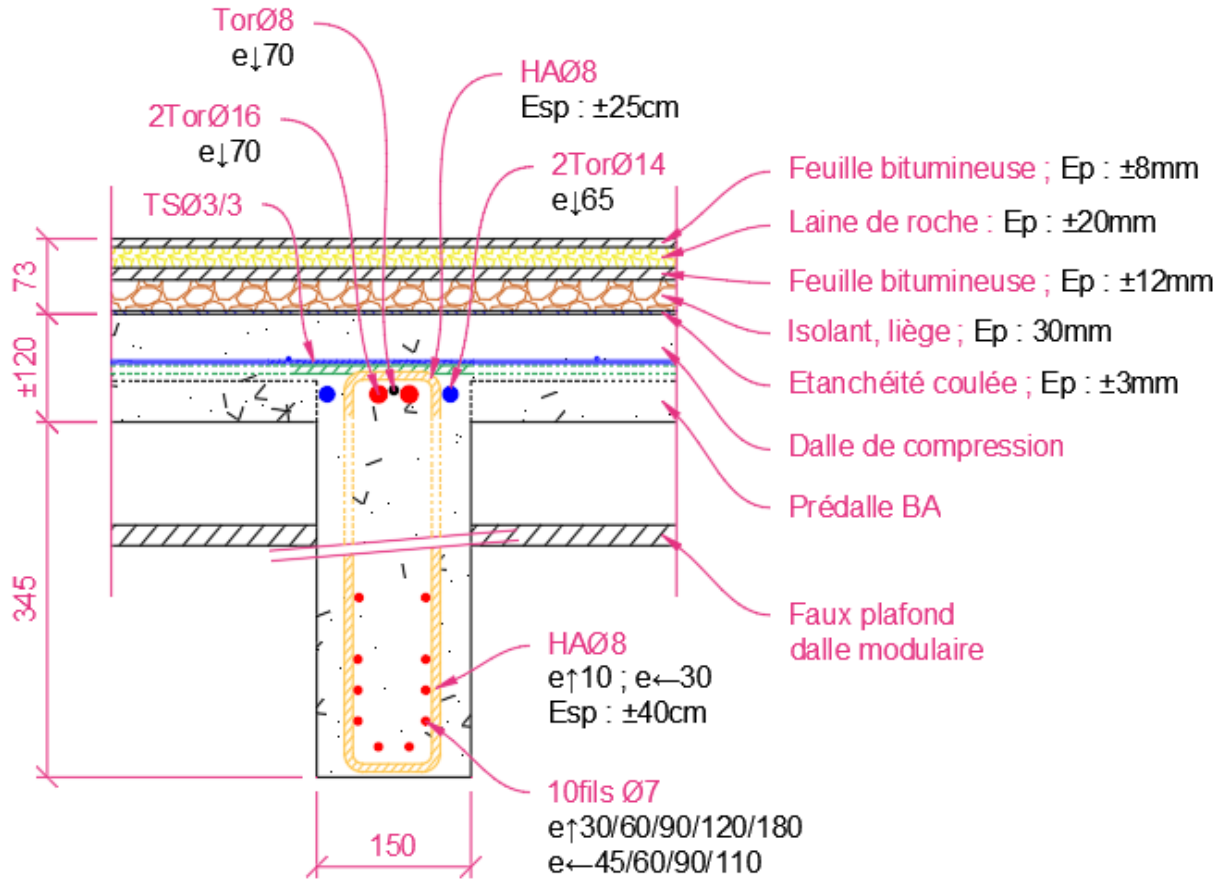




#### 4.2.1

#### Sondage SP, I.2 et SP, I.3 – Poutre précontrainte – Petite portée

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 3,24m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



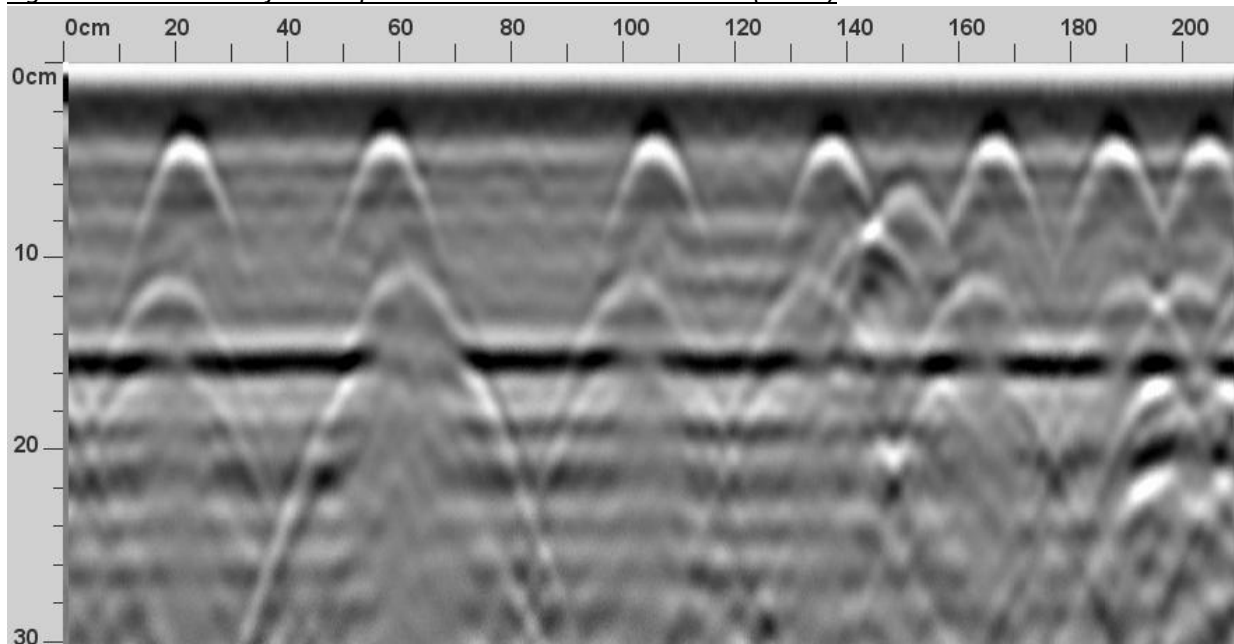
Photographie du sondage SP, I.2



Photographie du sondage SP,1.3

Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisées est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en joue de poutre – Armature transversales (cadre)



La ligne de détection met en évidence :

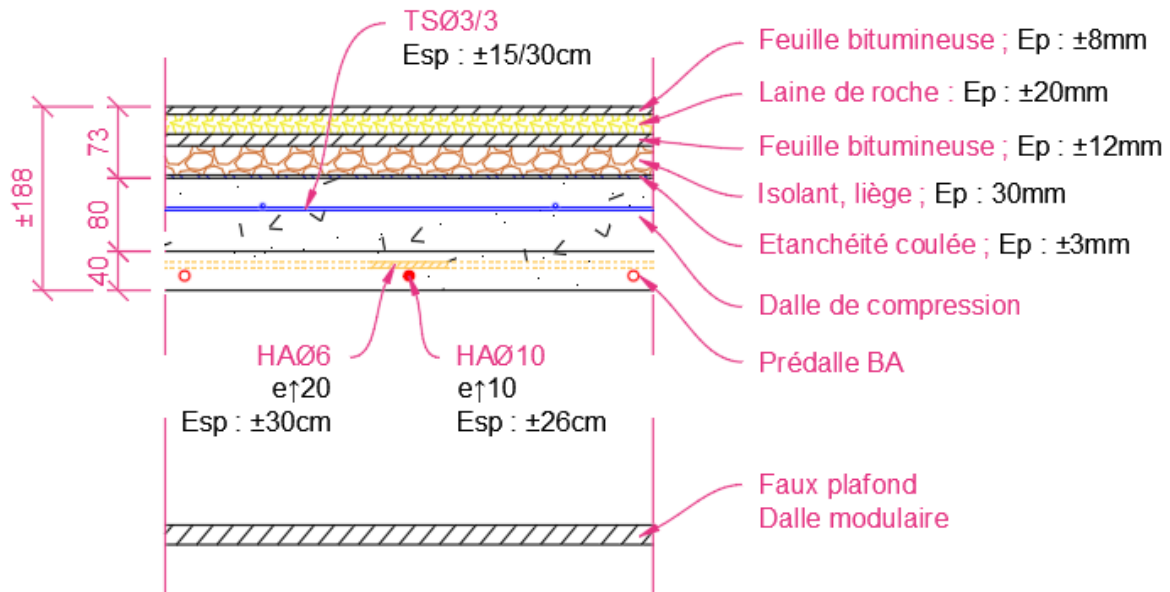
- Un espacement d'environ 25cm entre les armatures transversales





#### 4.2.1 Sondage SPI.1 – Prédalle en béton armé

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 3,55m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :

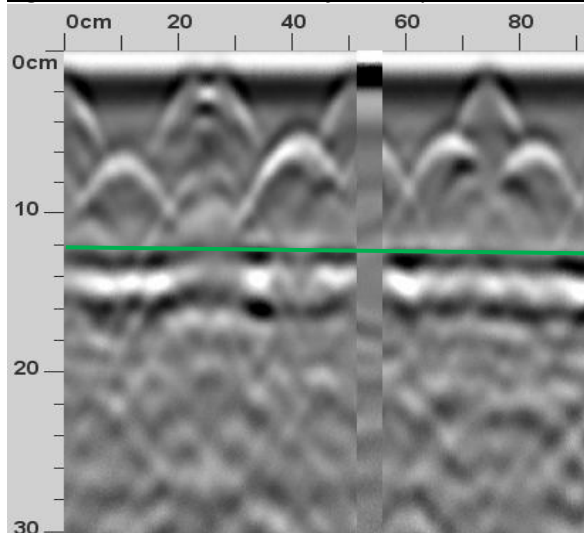


Photographie du sondage SPI.1

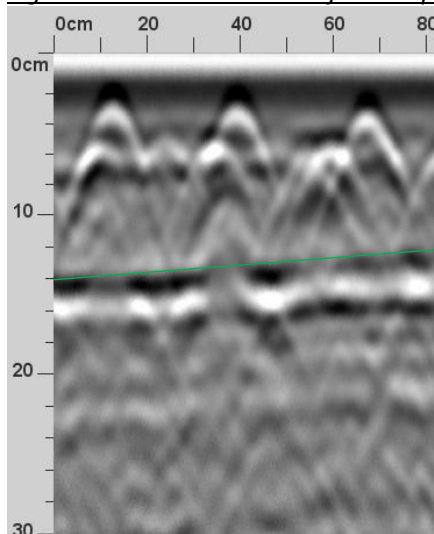


Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisé est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en sous-face de plancher – Armatures longitudinales



Ligne de détection en sous-face de plancher – Armatures transversales



— Interface fin de dalle

La ligne de détection met en évidence :

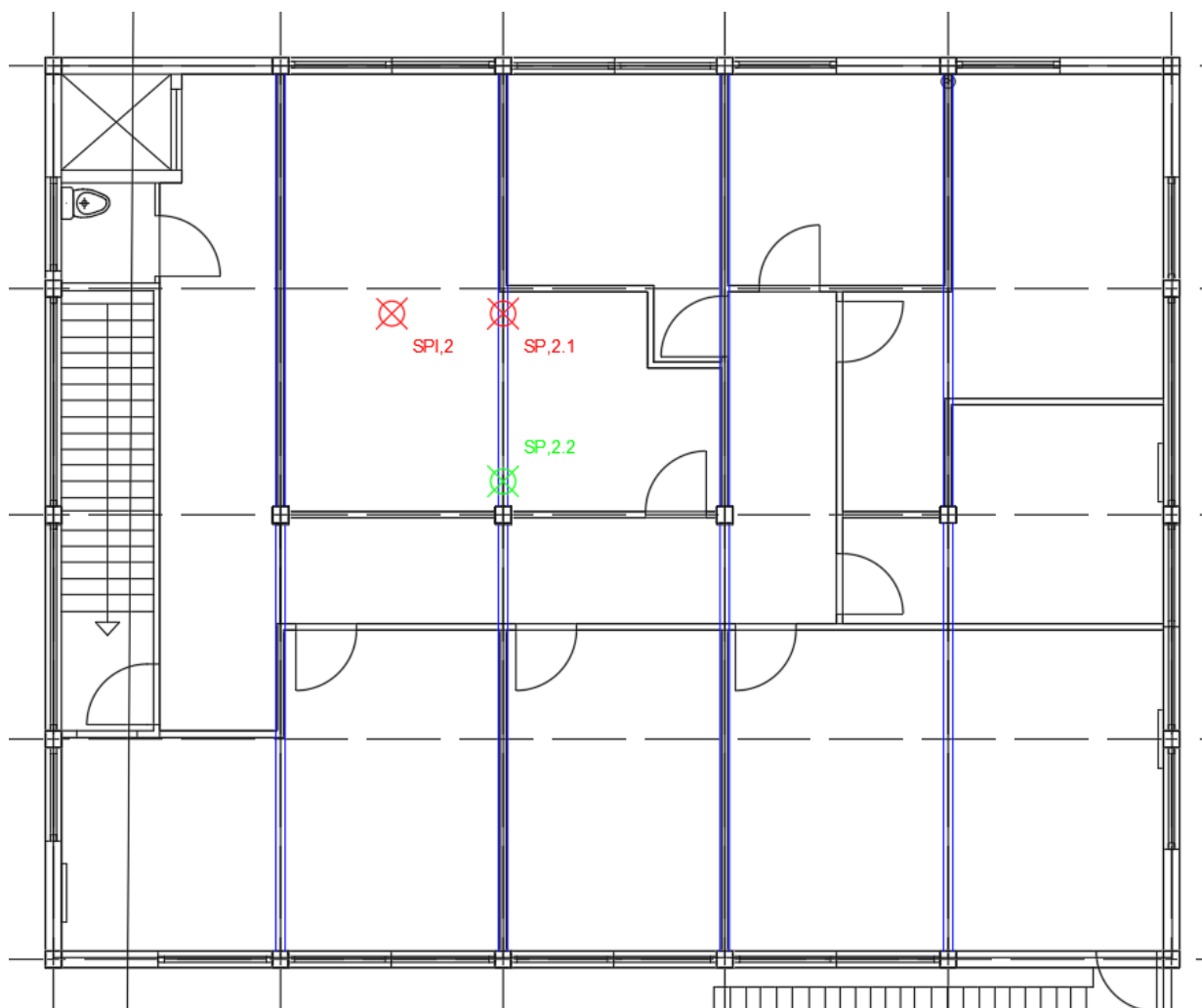
- Un espacement entre les armatures longitudinales d'environ 26cm.
- Un espacement entre les armatures transversales d'environ 30cm.
- Une épaisseur de dalle variant de 12 à 14cm variable (pente toiture).



### 4.3 Zone 2 – Plancher haut R+I - Présentation des reconnaissances

#### 4.3.1 Implantation des investigations

Ci-dessous est présentée l'implantation des investigations réalisées au droit de la zone 2 sur le plancher haut R+1.



Plan d'implantation des investigations réalisées sur le plancher haut du sous-sol

#### **Légende :**



Sondage destructif en sous-face de plancher



Sondage destructif en surface de plancher

L'ensemble des plans d'implantations est fourni en annexe 1.

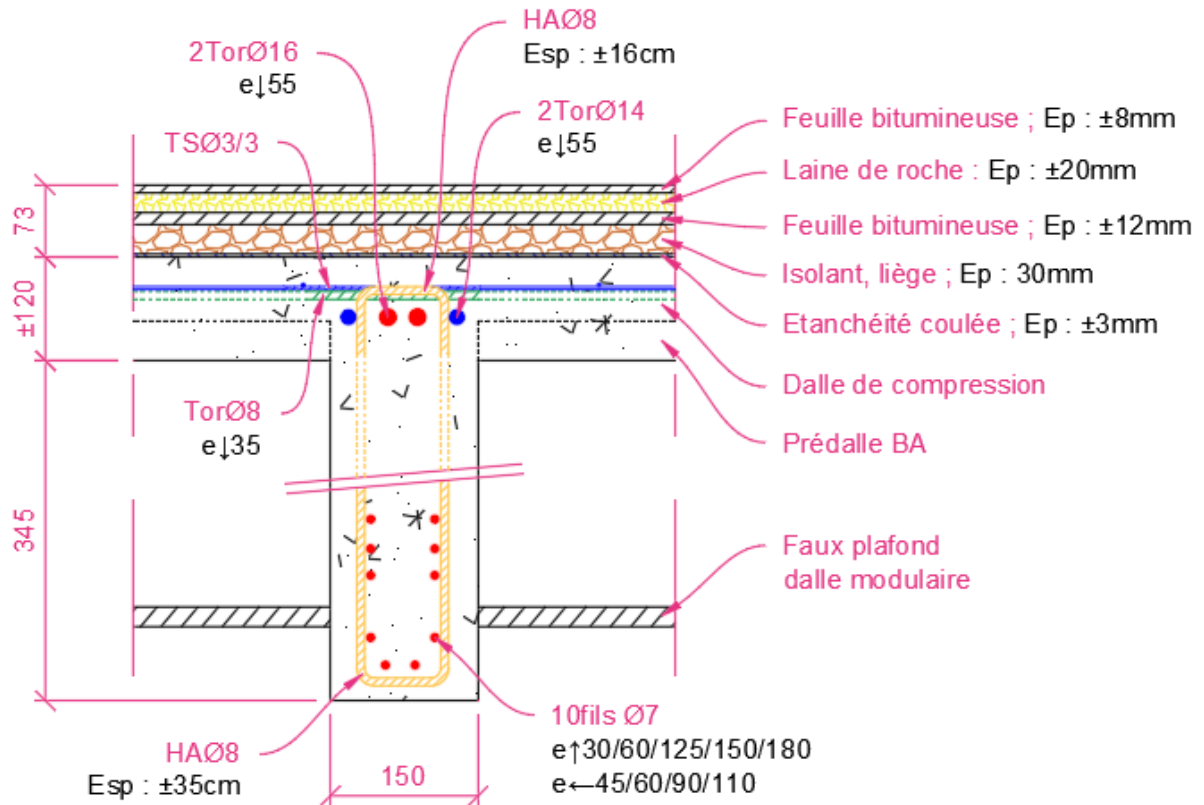




#### 4.3.2

#### Sondages SP.2.1 et SP.2.2 – Poutre précontrainte – Grande portée

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



#### Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 7,00m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



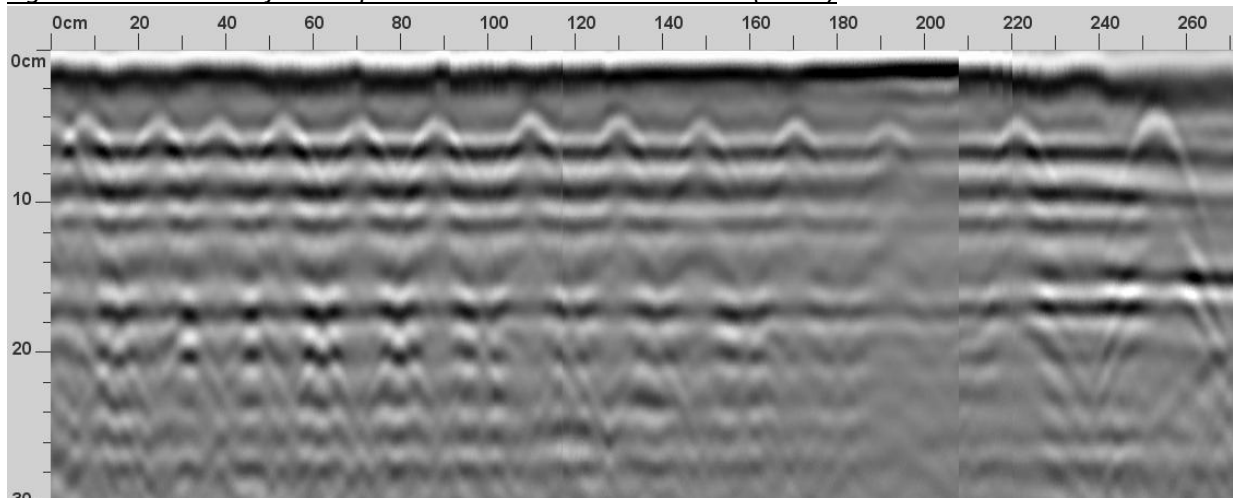
Photographie du sondage SP.2.1



Photographie du sondage SP,2.2

Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisées est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en joue de poutre – Armature transversales (cadre)



— Interface chape/béton

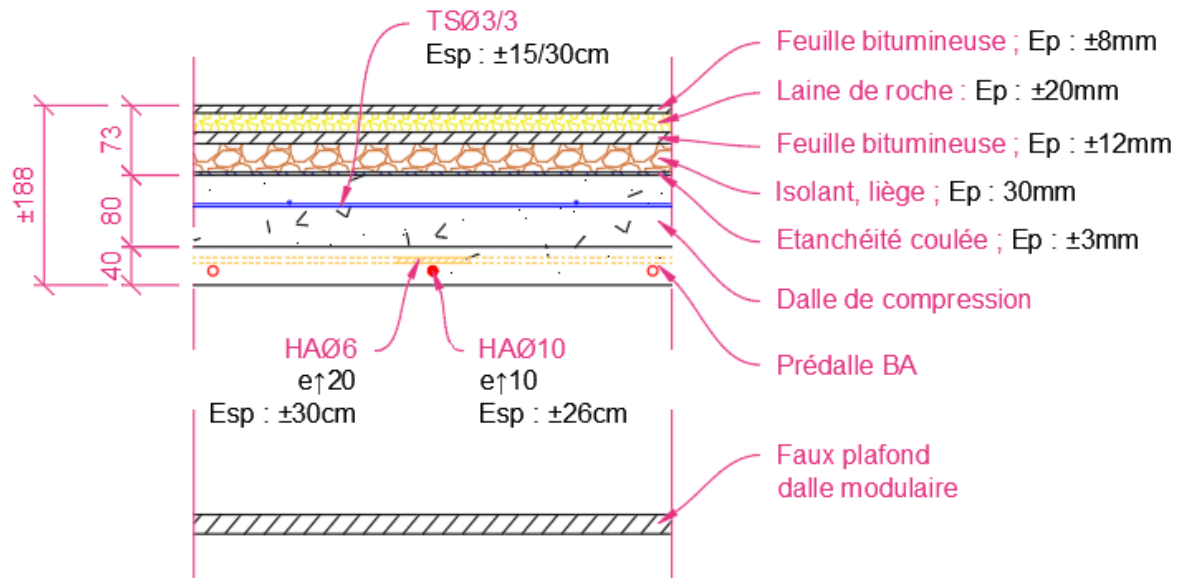
La ligne de détection met en évidence :

- Un espacement d'environ 16cm entre les armatures transversales proche appui.



#### 4.3.3 Sondage SPI.2 - Prédalle en béton armé

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 3,45m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



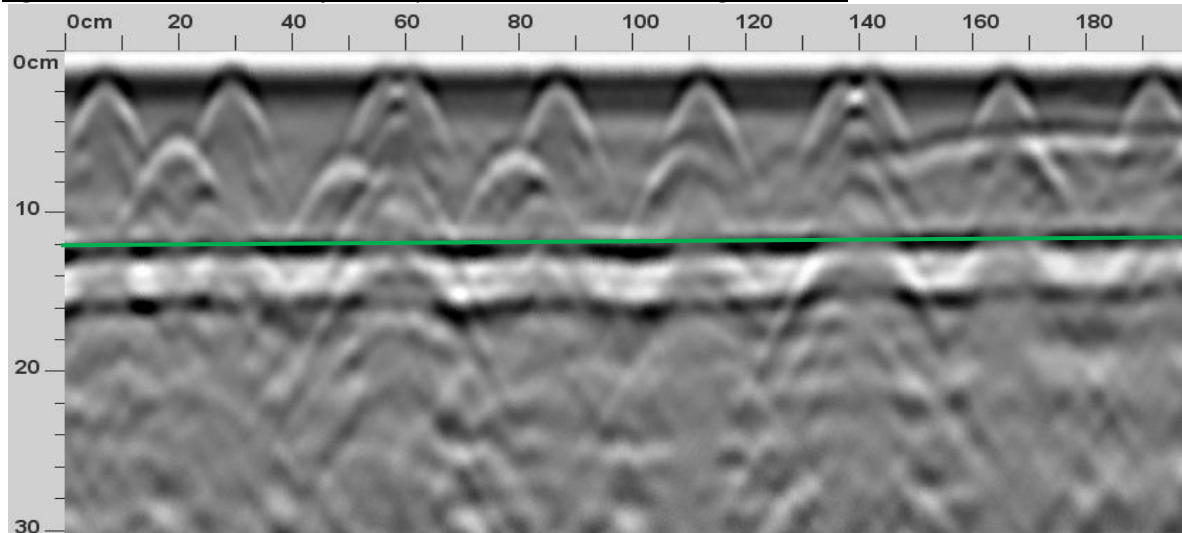
Photographie du sondage SPI.2





Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisé est présenté ci-dessous :

*Ligne de détection en sous-face de plancher – Armatures longitudinales*



— Interface fin de dalle

La ligne de détection met en évidence :

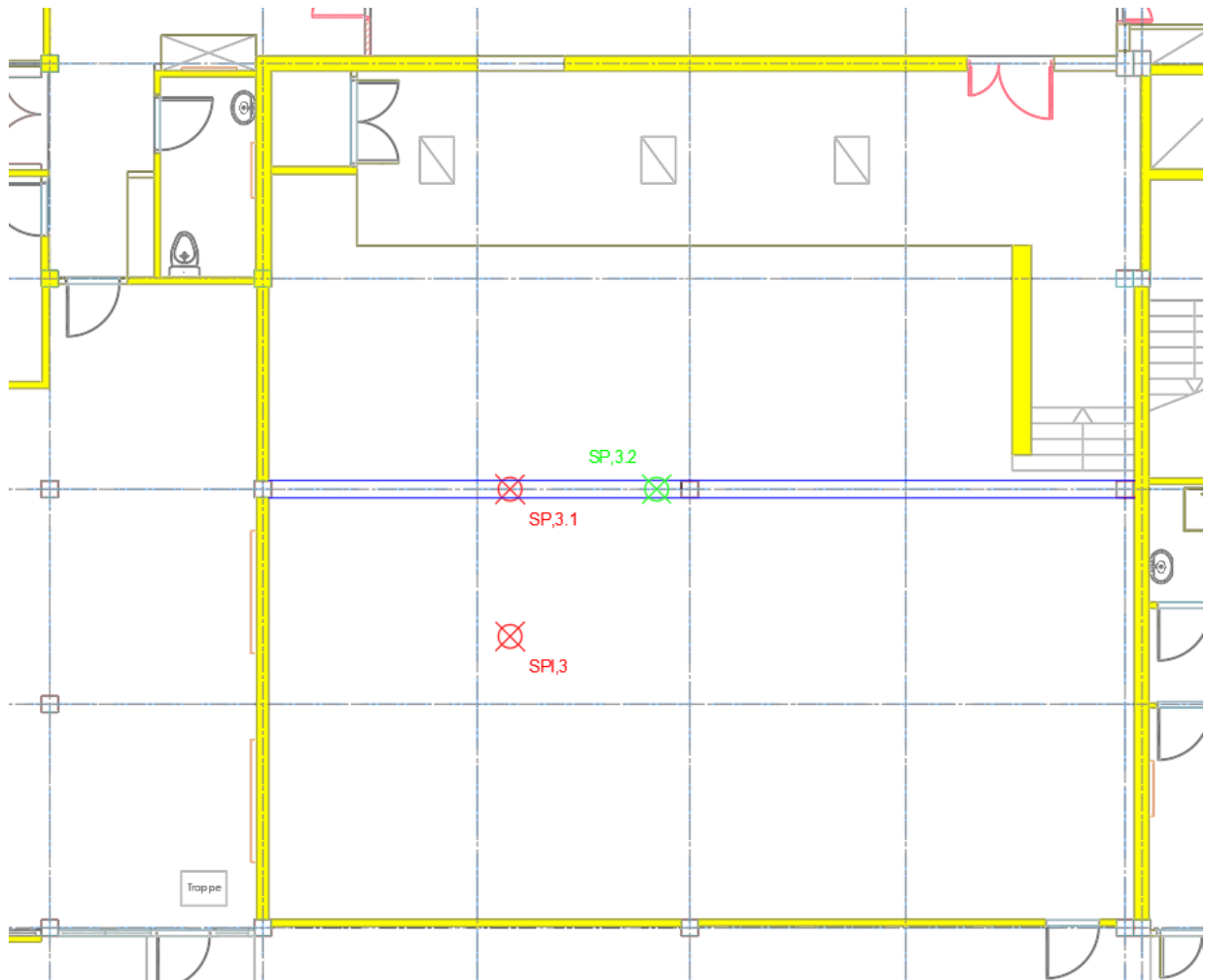
- Un espacement entre les armatures longitudinales d'environ 26cm.
- Une épaisseur de dalle d'environ 12cm.



#### 4.4 Zone 3 – Plancher haut RDC - Présentation des reconnaissances

##### 4.4.1 *Implantation des investigations*

Ci-dessous est présentée l'implantation des investigations réalisées au droit de la zone 3 sur le plancher haut RDC.



*Plan d'implantation des investigations réalisées sur le plancher haut du sous-sol*

#### **Légende :**



Sondage destructif en sous-face de plancher



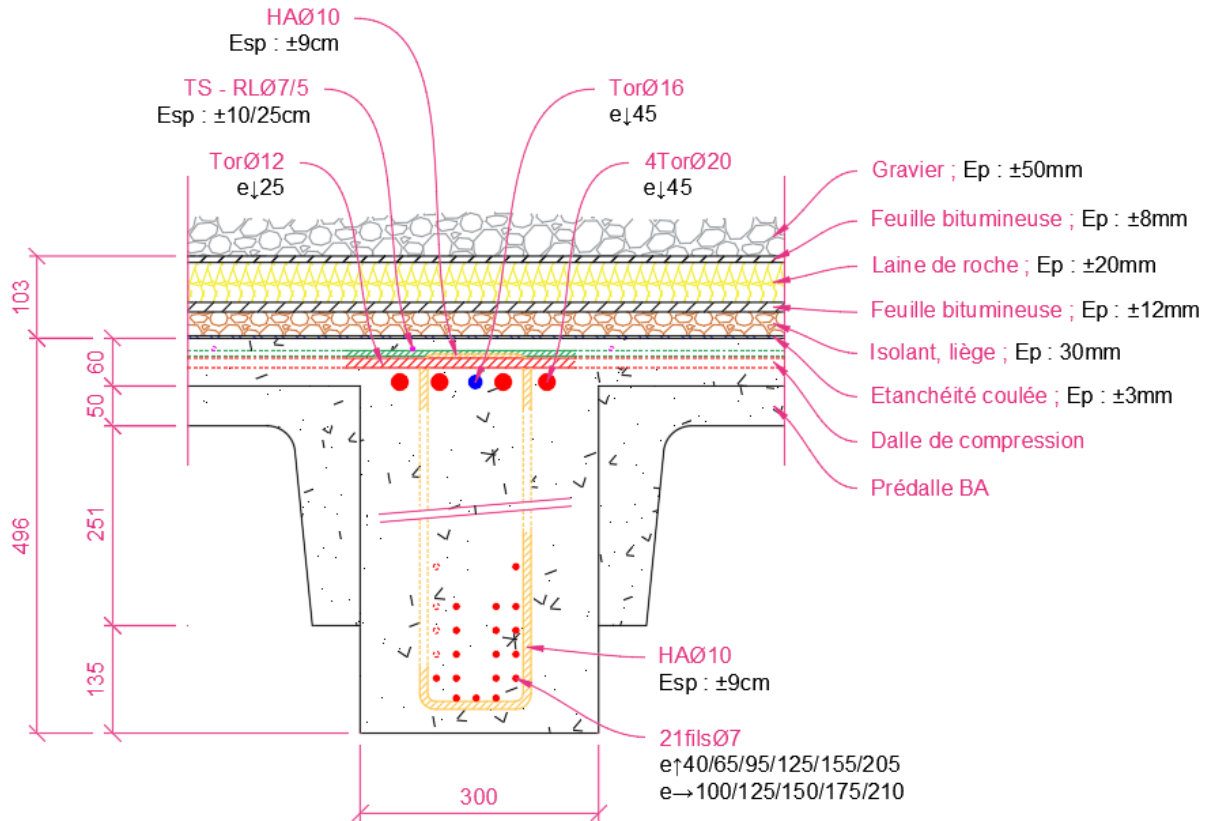
Sondage destructif en surface de plancher

L'ensemble des plans d'implantations est fourni en annexe 1.



#### 4.4.2 Sondage SP.3.1 et SP.3.2 – Poutre précontrainte

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 6,95m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



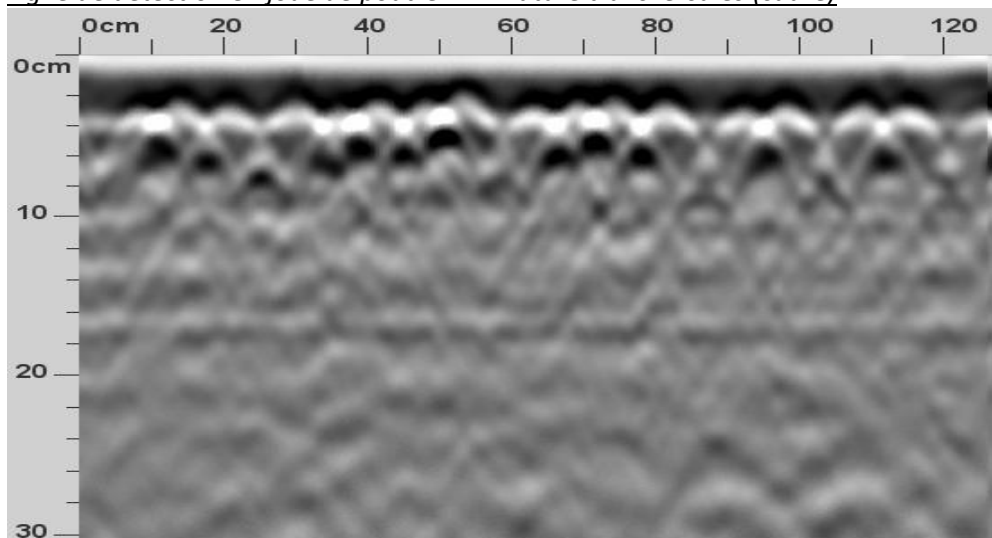
Photographie du sondage SP.3.1



Photographie du sondage SP,3.2

Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisé est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en joue de poutre – Armature transversales (cadre)



La ligne de détection met en évidence la présence :

- Un espacement d'environ 9 cm entre les armatures transversales proche appui.

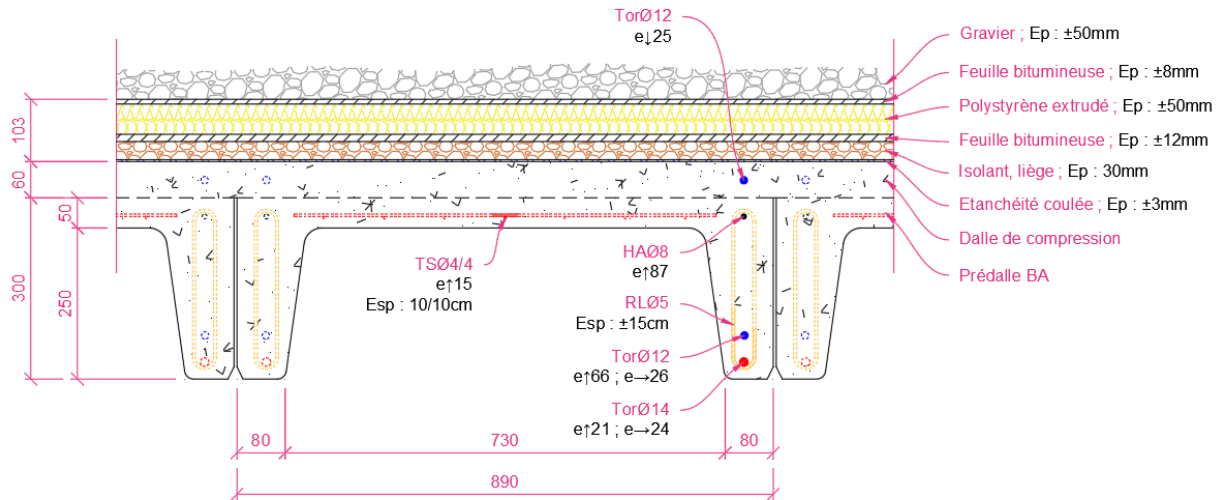




#### 4.4.3

#### Sondage SPI.3 – Plancher nervuré en béton armé

L'ensemble des investigations réalisées au droit du sondage a permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage

Portée de nu à nu : 7.25 m

Cotation en mm  
Coupe en annexe 2

Des photographies des sondages sont présentées ci-dessous :



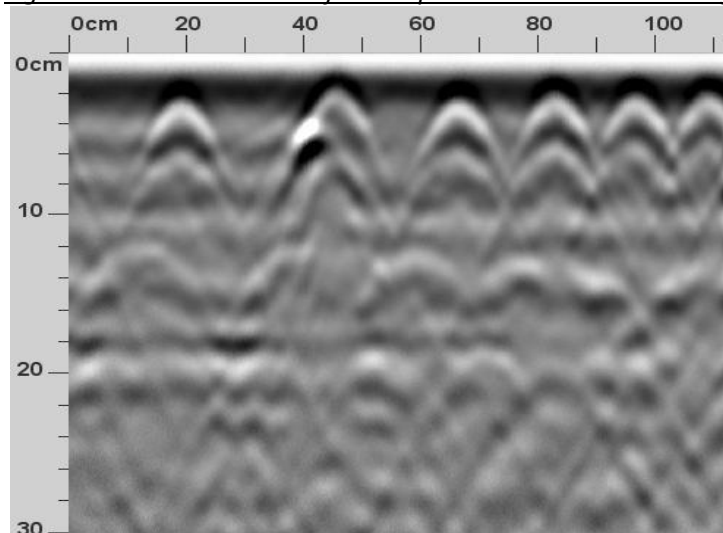
Photographie du sondage SPI.3



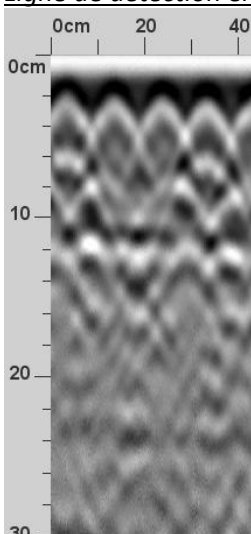


Des lignes de détection au radar haute fréquence ont été réalisées sur l'élément sondé pour déterminer l'espacement des armatures. Un extrait des lignes de détection réalisé est présenté ci-dessous :

Ligne de détection en sous-face de plancher – Armatures longitudinales



Ligne de détection en sous-face de dalle – Armature longitudinales



La ligne de détection met en évidence la présence :

- Un espacement entre les armatures longitudinales de la dalle d'environ 10cm.
- Un espacement entre les armatures transversales des nervures (cadres) d'environ 15cm proche appui
- Une épaisseur de dalle d'environ 11cm.

## 5. ESSAI EN LABORATOIRE

### 5.1 Détermination de la limite d'élasticité des armatures

Un prélèvement d'acier par disquage sur une zone de recouvrement a été effectué pour réaliser des essais de traction en laboratoire afin de déterminer la limite d'élasticité des armatures.

Il a été réalisé deux prélèvements :

- Prélèv.1 : Acier transversal – Prédalle en béton armé (HAØ6)
- Prélèv.2 : Acier longitudinal – Treillis soudée de dalle – Plancher nervuré (RLØ7)

Des photographies des prélèvements d'aciers réalisés sur la structure sont présentées ci-dessous :



*Photographie du prélèvement d'acier*

Les essais sont réalisés à température ambiante selon les exigences de la norme NF EN 6892-1 Méthode B (2019). Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Echantillons	Section (mm <sup>2</sup> )	Fm (kN)	Rm (N/mm <sup>2</sup> )	Module Young (Gpa)	Rp0,2% (N/mm <sup>2</sup> )	A %	Z %	Observation	T (°C)
Prélèv 1	26,42	15,34	582	184	±440	3,4	25,7	-	20,9
Prélèv 2	36,32	22,88	630	231	610	4,3	61,9	-	19,9

Les rapports d'essai sont fournis en annexe.



Un extrait du tableau des caractéristiques mécaniques des nuances d'acier de la période de construction du bâtiment est présenté ci-dessous :

❑ Treillis soudés :

Nuance	TLE 500 (lisse)	TLE 520 (lisse)	Fe TE 500 (HA)	FLE 500 (lisse)	Fe 500-2 (HA)
Limite d'élasticité Re (MPa)	500	520	500	500	500
Résistance à la traction Rm (MPa)	550	600	550	ns	ns
Allongement (%)	8	8	8	1,5	1,5

*L'allongement des nuances les plus anciennes est mesuré à la rupture ; sur les nuances récentes, on applique l'allongement sous charge maximale  $A_{gt}$  et la résistance à la rupture n'est plus spécifiée.*

*La nuance FLE 500 n'est employée que dans les treillis raidisseurs.*

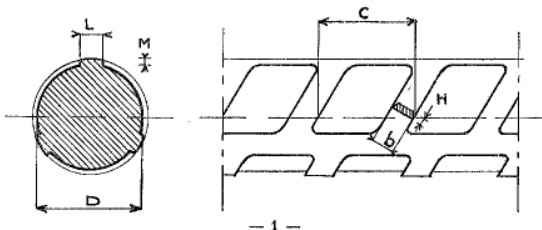
Extrait tableau résistances mécaniques – Evolution des armatures de béton armé

I — CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES GARANTIS

ASPECT :

L'acier TRÉFILÉ NERVURÉ se présente sous la forme d'un rond muni, selon le diamètre, de deux ou trois nervures longitudinales et de deux ou trois séries de nervures disposées obliquement.

FORMES DE LA SECTION TRANSVERSALE ET DE LA SURFACE LATÉRALE :



IV — LIMITE D'ÉLASTICITÉ A PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE

$\phi \leq 5$	$\sigma_{ak} = 4800 \text{ kgf/cm}^2$
$\phi > 6$	$\sigma_{ak} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$

Extrait fiche d'agrément de fil haute d'adhérence – Mars 1964

En comparant les résultats de l'essai de traction ( $R_m$  et  $R_{p0,2}$ ) sur le prélèvement d'acier provenant d'un acier transversal des prédalles en béton armé (HAØ6) et au vu des empreintes relevé sur les armatures, nous considérerons qu'il s'agit d'armature nervuré NERFIL.

Et en comparant les résultats de l'essai de traction ( $R_m$  et  $R_{p0,2}$ ) sur le prélèvement d'acier provenant des armatures présentes en chapeau de dalle (RLØ7), nous considérons que la nuances d'acier utilisé pour les armatures de chapeau de dalle est TLE 500.

## 6. DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA STRUCTURE

---

Les calculs effectués ici consistent à déterminer la capacité portante des éléments de structure de la couverture du bâtiment afin de déterminer s'ils sont à même à recevoir des modifications, ou des ajouts, de charges. Le projet se décompose en trois zones.

La zone 1 a pour projet la mise en place d'une zone de terrasse. Ceci entraînerait donc un ajout de charges permanentes et d'exploitations.

La zone 2 a pour projet la mise en place de panneaux photovoltaïques, ce qui entraînerait une augmentation des charges permanentes.

La zone 3 a pour projet la végétalisation de la couverture, avec une charge permanente visée à 150 kg/m<sup>2</sup>.

### 6.1 Hypothèses des calculs

#### 6.1.1 Matériaux :

- **Béton coulé en place**

Le béton coulé en place est considéré de classe C25/30 ce qui correspond à la classe de résistance minimale usuelle pour ce type d'ouvrage.

- **Aciers de béton armé**

Les aciers de béton armé ont été identifiés comme étant des aciers à haute adhérence de type « Tor ». D'après la forme des crans et l'année de construction, il est retenu une limite élastique  $f_{yk}$  égale à 400 – 420 MPa selon le diamètre de l'acier. Le tableau suivant présente les propriétés des aciers de béton armé :



Périodes	Références	Dénomination	Limite d'élasticité $f_e$	Limite de rupture $f_r$	Allongement à rupture A %	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi$	Observations
1966-1978	Fascicule 65 du CPC annexé à la circulaire du 13/8/69	Fe E 24 (ex Ac42)	24 kgf/mm <sup>2</sup>	42 à 50 kgf/mm <sup>2</sup>	25	1	1	
		Fe E 34	34 kgf/mm <sup>2</sup>	60 à 72 kgf/mm <sup>2</sup>	16	1	1	
	Circular 76-64 du 3 mai 1976 relative à l'agrément et au contrôle des armatures à haute adhérence en acier pour béton armé	Armatures HA	42 kgf/mm <sup>2</sup> si $\phi \leq 20$ mm 40 kgf/mm <sup>2</sup> si $\phi > 20$ mm	48,5 kgf/mm <sup>2</sup>	14	1,6	1,5	Diamètres $\leq 40$  Mandrins de pliage $\geq$ ceux des FeE 40 A
		Fe E 40 A						
		Fe E 40 B (acier de relaminage)	42 kgf/mm <sup>2</sup> si $\phi \leq 20$ mm 40 kgf/mm <sup>2</sup> si $\phi > 20$ mm	48,5 kgf/mm <sup>2</sup>	12	1,6	1,5	
		Fe E 45	45 kgf/mm <sup>2</sup>	52 kgf/mm <sup>2</sup>	12	1,6	1,5	
		Fe E 50	50 kgf/mm <sup>2</sup>	57,5 kgf/mm <sup>2</sup>	10	1,6	1,5	

Figure 1 Extrait tableau résistances mécaniques – Evolution des armatures de béton armé

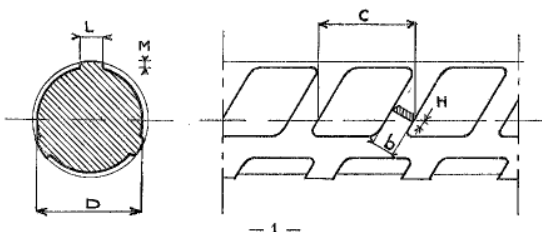
D'après la forme des crans, l'année de construction et les essais en laboratoire réalisées sur les aciers de béton armé présent dans les prédalles des plancher sont de type NERFIL. Il est retenu une limite élastique  $f_{yk}$  égale à 450 MPa. Le tableau suivant présente les propriétés des aciers NERFIL :

#### I — CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES GARANTIS

##### ASPECT :

L'acier TRÉFILÉ NERVURÉ se présente sous la forme d'un rond muni, selon le diamètre, de deux ou trois nervures longitudinales et de deux ou trois séries de nervures disposées obliquement.

##### FORMES DE LA SECTION TRANSVERSALE ET DE LA SURFACE LATÉRALE :



#### IV — LIMITE D'ÉLASTICITÉ A PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE

$\phi \leq 5$	$\sigma_{ak} = 4800 \text{ kgf/cm}^2$
$\phi > 6$	$\sigma_{ak} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$

Extrait fiche d'agrément de fil haute d'adhérence – Mars 1964

#### • Poutres précontraintes

Le béton des poutres précontraintes est considéré de classe C45/55. Cette classe correspondant usuellement à la classe minimale employée pour ce type d'élément. La classe de ciment supposée sera la N pour le calcul des déformations de retrait.



### • Acier de précontrainte

Les aciers de précontrainte ont été identifiés comme étant des fils lisses de 7 mm de diamètre. D'après les réglementations qui classifient les types de fils, les propriétés mécaniques retenues sont :

- $f_{pk} = 1402 \text{ MPa}$
- $f_{p01,k} = 1255 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité des fils est pris égal à 195 000 MPa d'après les recommandations de l'Eurocode 2. Les fils sont supposés être à basse relaxation, soit de classe 2 selon l'Eurocode 2 partie 3.2.2. La relaxation à 1000 h retenue pour cette classe est de 2.5 %.

Les tableaux suivants récapitulent les différentes propriétés mécaniques des bétons et des aciers de précontrainte. On notera qu'il est ici retenu l'hypothèse la plus défavorable concernant la résistance des fils. Des essais complémentaires permettraient éventuellement d'améliorer la classe de résistance considérée.

DIAMÈTRE nominal.	CARACTÈRES GARANTIS	CLASSES							
		I			II		III		
7	$T_G \text{ N/mm}^2 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$	1.255 (128)			1.393 (142)		1.500 (153)		
	$R_G \text{ N/mm}^2 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$	1.402 (143)			1.559 (159)		1.677 (171)		
	$A_G \text{ \%}$	3			3		3		
	$Z_G \text{ \%}$	25			25		25		
	$\rho \text{ \%}$								
		TBR	BR	RN	TBR	RN	TBR	RN	
	$\rho \text{ \%}$	2	4	8	2	8	2	8	
	$\rho \text{ \%}$	2,5	5		2,5		2,5		

Figure 2 Propriétés des aciers de précontrainte

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95 %
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ en MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Voir figure 3.2 $\epsilon_{c1}$ (‰) = $0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$

Figure 3 Propriétés des bétons



### 6.1.2 Charges appliquées

Les charges appliquées aux planchers sont divisées en trois catégories qui sont : les charges permanentes (poids propre), les charges variables (exploitation, neige et vent) et les charges de précontrainte (charges permanentes).

- **Charges permanentes**

Les charges permanentes considérées sont les suivantes :

- Charge volumique des bétons armés ou précontraints :  $25 \text{ kN/m}^3$
- Charge surfacique de faux plafond :  $0.1 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'étanchéité 3 mm :  $0.06 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'étanchéité 8 mm :  $0.1 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'étanchéité 12 mm :  $0.15 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'isolant liège 30 mm :  $0.04 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'isolant laine de roche 20 mm :  $0.03 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique d'isolant laine de roche 50 mm :  $0.08 \text{ kN/m}^2$
- Charge surfacique de gravier 50 mm :  $0.8 \text{ kN/m}^2$

- **Charges de neige**

L'ouvrage est situé en zone de neige A2, le site n'est pas considéré comme protégé du vent et la pente de la toiture est retenue égale à 0%. La zone est située à une altitude proche de 148 m NGF. Les charges de neige retenues sont donc :

Charges de neige	
Charge normale $S_n$	$0,56 \text{ kN/m}^2$
Charge accidentelle $S_a$	$1 \text{ kN/m}^2$

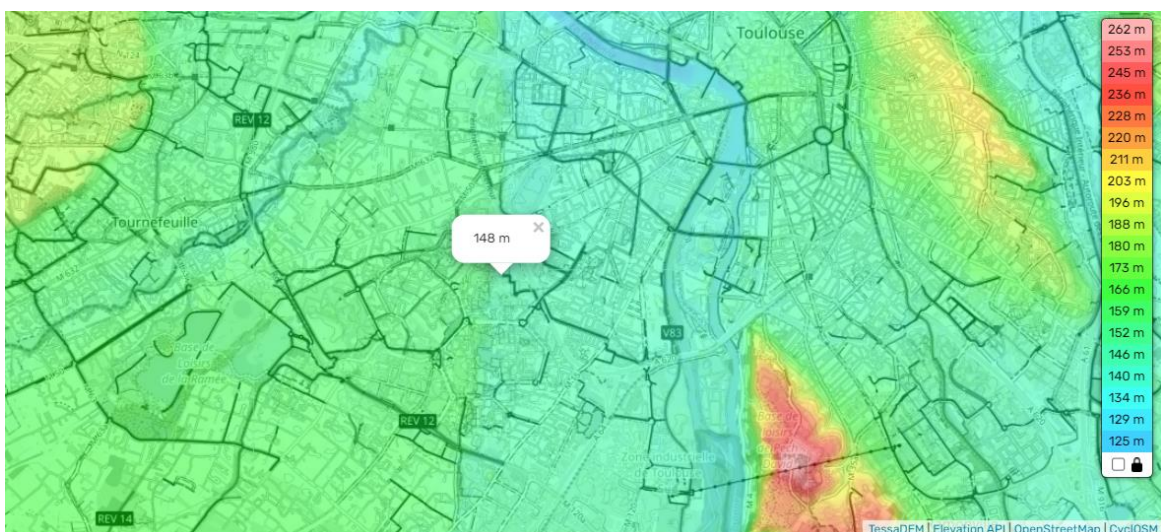


Figure 4 Altitude de la zone



- **Charges de vent**

L'ouvrage est situé en région de vent 1, caractérisé par une vitesse de référence du vent de 22 m/s. La rugosité de terrain retenue est la IV, correspondant à une zone urbanisée. La hauteur du bâtiment est retenue égale à 13 m, la pression dynamique de pointe est donc égale à 38.3 daN/m<sup>2</sup>. On retiendra un coefficient de pression  $c_{pe} - c_{pi} = 0.5$ .

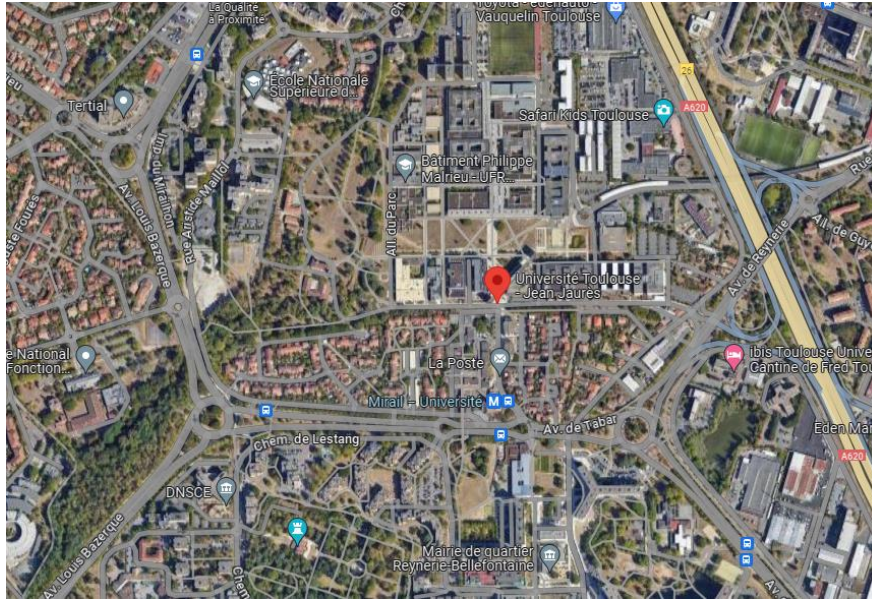


Figure 5 Rugosité de la zone

- **Précontrainte**

En l'absence de la connaissance de l'agrément technique des fils utilisés, la tension de précontrainte à l'origine est calculée selon les règles du BPEL. La tension à l'origine maximale est donc :

$$\begin{aligned} F_{prec} &= \min(0.8F_{pk} ; 0.9F_{p01,k}) \\ &= \min(0.8 \times 54 ; 0.9 \times 48.3) \\ &= 43.1 \text{ kN} \end{aligned}$$



### 6.1.3 Historique de réalisation des planchers

Le calcul d'une structure précontrainte fait intervenir le calcul des déformations différées de fluage et de retrait du béton ainsi que les pertes de précontraintes par relaxation des aciers. Ces déformations différées dépendent de l'historique de construction et de chargement de l'ouvrage. Aucune information n'a été transmise à ce sujet par le maître d'ouvrage, il sera donc pris des hypothèses les plus réalistes possibles concernant les phases de la vie de l'ouvrage. L'année de construction des planchers retenue est 1980.

Le calcul sera effectué suivant le phasage représenté sur la figure suivante. Cette figure montre l'évolution de deux grandeurs qu'il est nécessaire de prendre en compte dans le calcul des déformations de retrait et de fluage du béton ainsi que pour la relaxation des aciers.

En se basant sur des données issues de la préfabrication d'éléments en béton précontraint, il est supposé un étuvage des éléments préfabriqués à une température de 60°C pendant une durée de 12 h, ceci permettant d'accélérer la prise du béton. L'humidité relative est quant à elle considérée constante, et égale à 50% ce qui est une valeur usuelle à l'intérieur des bâtiments. Le calcul est effectué jusqu'à un temps infini correspondant à une durée de 500000 heures, valeur définie par l'Eurocode 2.

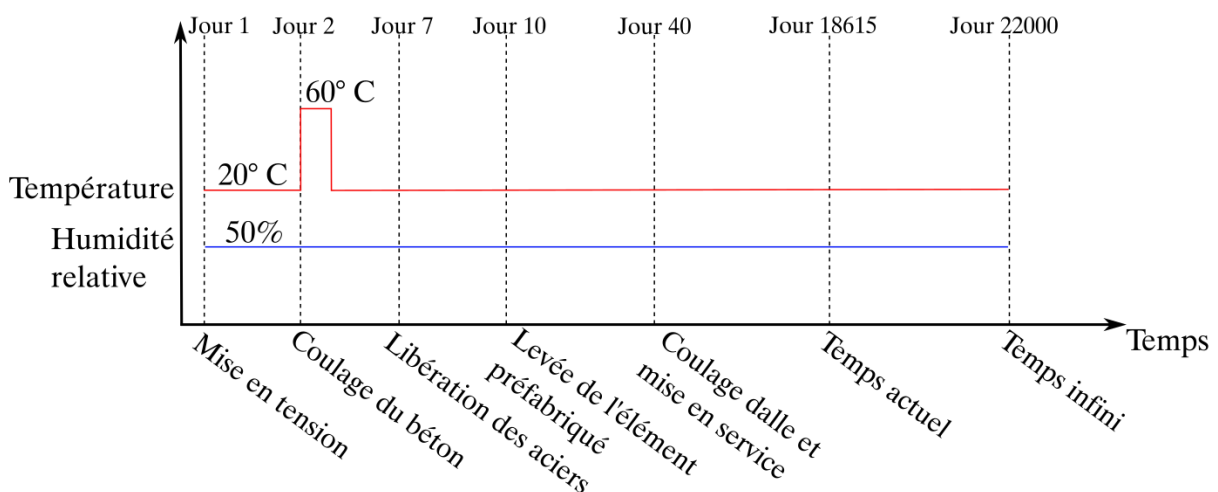


Figure 6 Historique de réalisation du plancher

Les propriétés mécaniques des bétons évoluent au cours du temps. Le calcul effectué tient compte de l'évolution du module d'élasticité des bétons depuis leur coulage. La relation utilisée est celle définie par l'Eurocode 2 :

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm}$$

L'étuvage de l'élément précontraint durant la phase de préfabrication implique une variation des propriétés mécaniques du béton. Cette variation est représentée par le calcul d'un temps d'ajustement de l'âge du béton. L'expression suivante donne le temps  $t_t$ , qu'il est nécessaire d'ajouter à l'âge du béton. Le calcul de cette expression conduit à la valeur de 51 jours.





$$t_t = \sum_{i=1}^n e^{-(4\,000/[273 + T(\Delta t_i)] - 13,65)} \cdot \Delta t_i$$

L'étuvage impacte également la relaxation des aciers de précontraintes. La prise en compte de l'augmentation de la température est également faite en ajoutant un temps de relaxation équivalent durant la phase d'étuvage. La relation suivante donne l'expression de ce temps équivalent. Le calcul de cette expression conduit à la valeur de 2266 h, soit 94 jours.

$$t_{eq} = \frac{1,14^{(T_{max} - 20)}}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i$$

#### 6.1.4 Modèles

Les poutres précontraintes sont modélisées en 2D, contraintes planes, à l'aide du logiciel éléments finis Cast3m. Ce modèle permet la prise en compte des déformations différées du béton et des aciers de précontraintes. Les aciers actifs et passifs sont explicitement modélisés. Les figures suivantes présentent la géométrie, la position des aciers et le maillage éléments finis du modèle de poutre SP3.1.

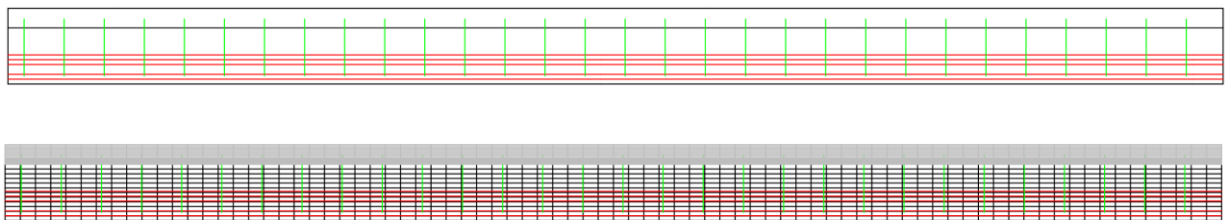


Figure 7 Modèle de poutre précontrainte

Il est tenu compte dans le modèle de la variation de dimension hors plan. La dimension hors plan de la poutre est égale à 30 cm. La dimension hors plan de la dalle est égale à 235 cm, correspondant à sa largeur efficace, définie selon l'Eurocode 2. Les charges appliquées tiennent par conséquent compte du rapport de la largeur d'influence sur la largeur efficace.

#### 6.1.5 Vérifications-cas de charges

Les vérifications structurelles sont faites conformément aux réglementations suivantes :

- Eurocode 0 : Base de calcul des structures
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton armé et précontraint

Les contraintes dans le béton et les aciers sont vérifiés selon les combinaisons d'états limites ultimes et de services caractéristique.



## 6.2 Résultats pour la poutre SP1.1

Les calculs ont révélé que la poutre correspondant au sondage SP1.1 n'est pas suffisamment dimensionnée vis-à-vis des charges qui pourraient lui être appliquées. Les sections suivantes détaillent les résultats des calculs.

### 6.2.1 Calcul à l'ELS

Les calculs effectués à l'état limite de service reposent sur les hypothèses suivantes :

- Les comportements des matériaux sont élastiques linéaires
- La résistance à la traction du béton est prise en compte

Les calculs sont effectués sous la combinaison de charges suivante :

- $G + N + 0.6V + P$

Où G représente les charges permanentes, Q les charges d'exploitations, et P les forces de précontrainte.

- **ELS caractéristique**

La figure ci-dessous fait apparaître les contraintes en fibre inférieure le long de la poutre aux différents instants du calcul. On constate alors que la sous-face de la poutre atteint un état de traction à l'ELS. La contrainte de traction maximale est de 2.5 MPa. Ceci permet de vérifier l'exigence de l'Eurocode 2 concernant les contraintes de traction en sous-face qui doivent ici être limitées à  $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$ . Concernant les contraintes de compression, on observe une contrainte maximale de 15.8 MPa. Les contraintes de compression doivent être limitées à  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ , cette exigence est donc vérifiée.

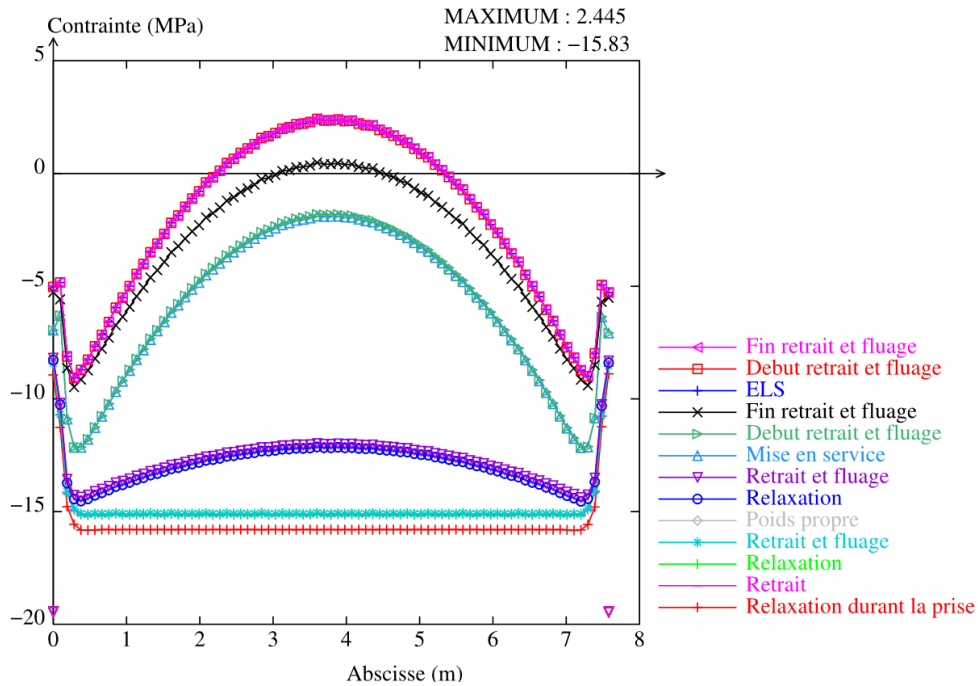


Figure 8 Profil de contraintes en sous-face de la poutre

La figure suivante représente le profil de contrainte en fibre supérieure de la dalle aux différents instants du calcul. La contrainte de compression maximale est alors ici de 2.5 MPa. La valeur maximale autorisée par l'Eurocode 2 est de  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ . La contrainte est donc admissible.

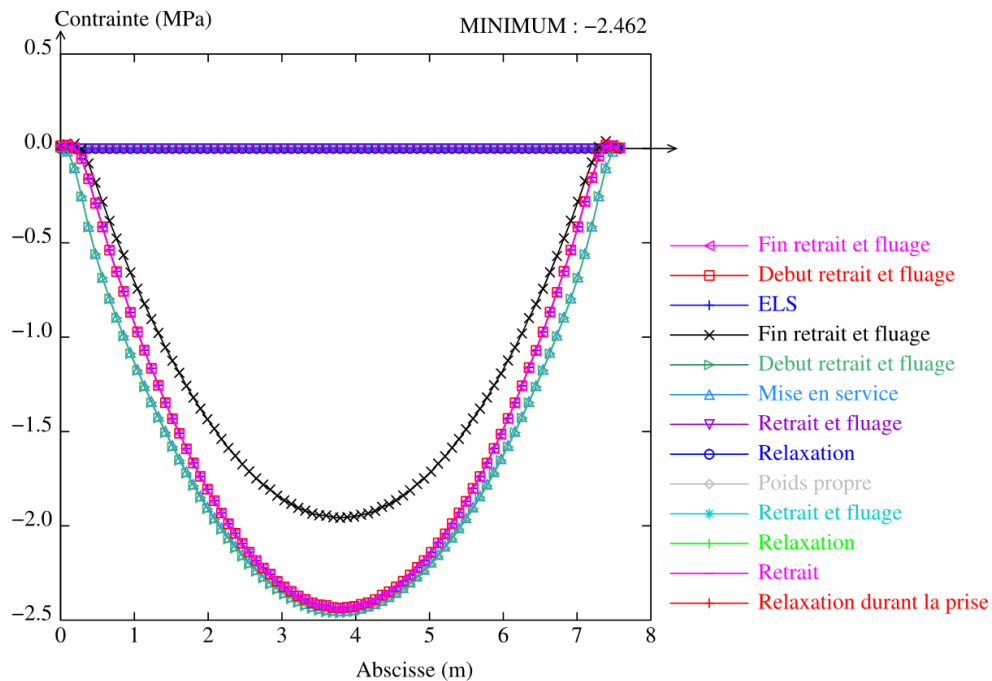


Figure 9 Contraintes en surface de la dalle

La figure ci-après représente la contrainte le long du fil le plus tendu aux différents temps de calculs. La contrainte maximale est de 1007 MPa lors de la mise en service. La contrainte décroît progressivement au cours du temps du fait des déformations différées et augmente lors de l'ajout de nouvelles charges. La contrainte à l'ELS est égale à 960 MPa. La contrainte limite autorisée par l'Eurocode 2 est de  $0.8f_{pk} = 1121 \text{ MPa}$ . Cette exigence est donc satisfaite.

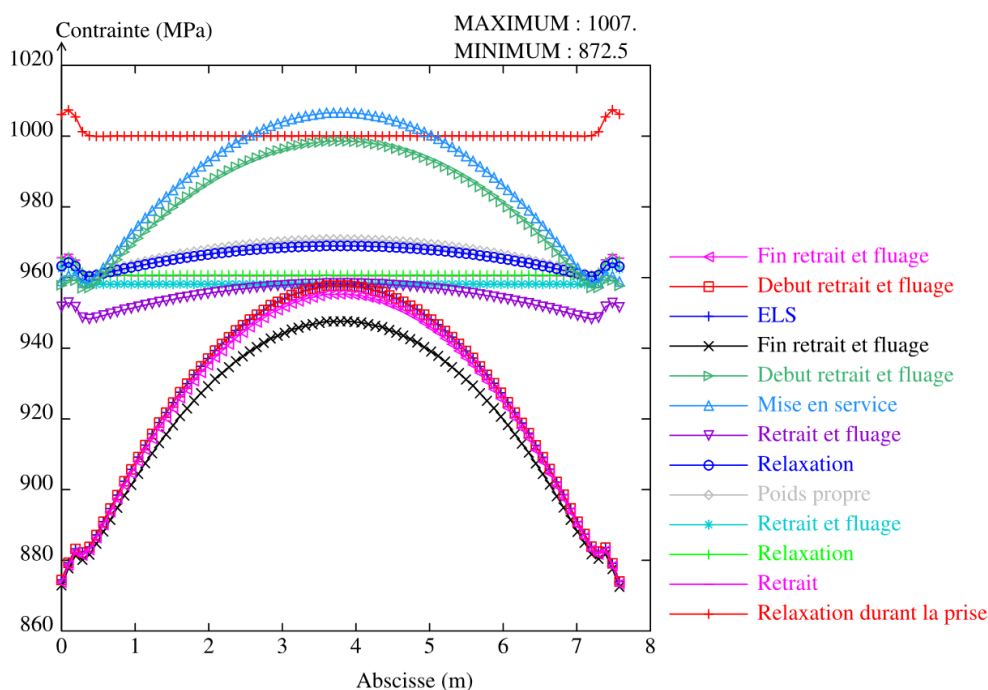


Figure 10 Profil de contraintes dans les fils

Les figures suivantes représentent à titre informatif le champ de contrainte dans le béton et les fils à l'instant final du calcul.

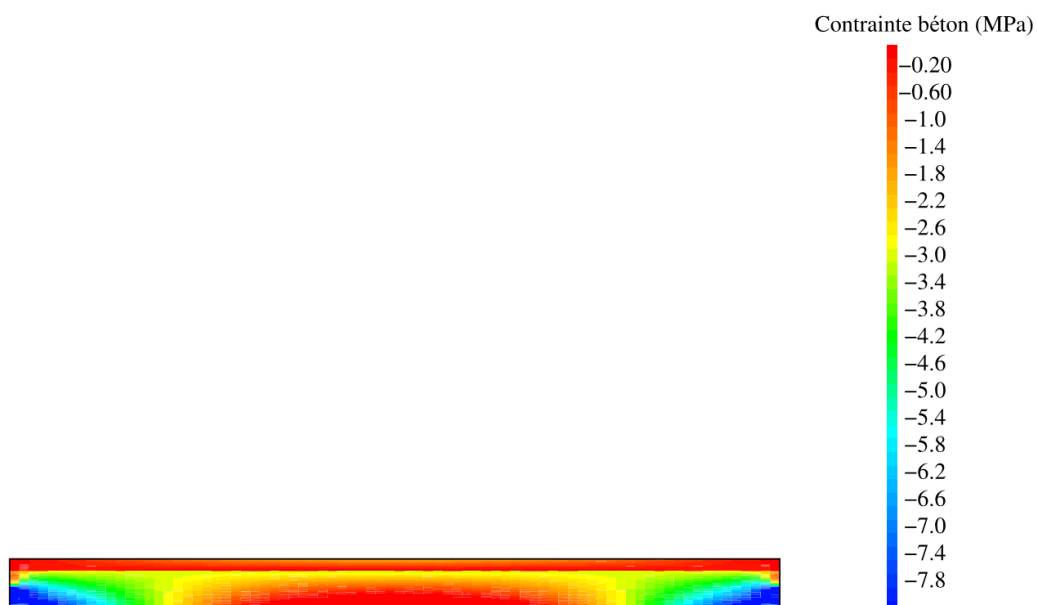


Figure 11 Champ de contrainte dans le béton

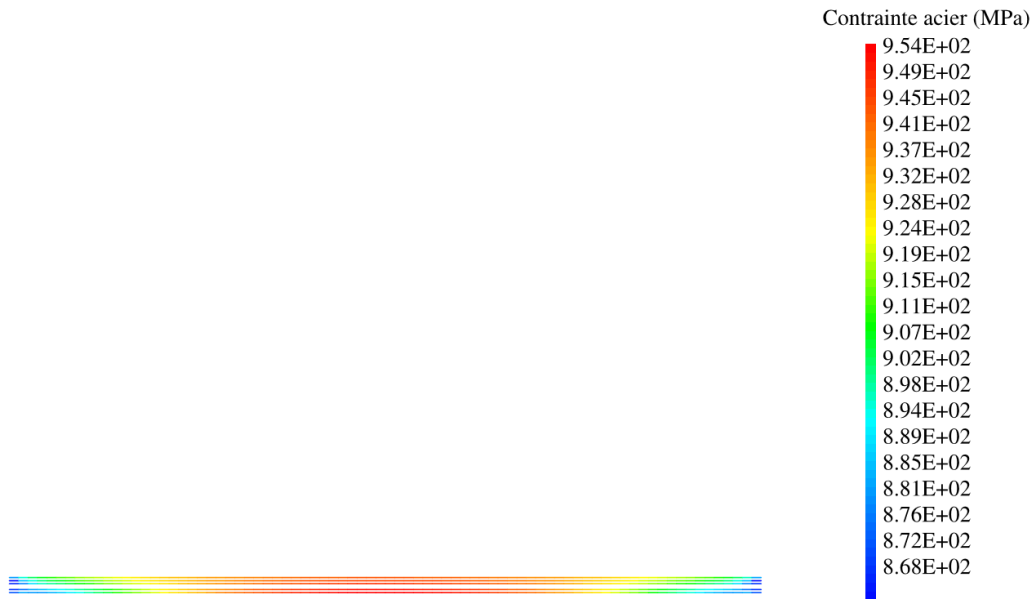


Figure 12 Champ de contrainte dans les fils

- **ELS quasi permanent**

Les vérifications à l'état limite de service quasi permanent consistent à vérifier que la contrainte de compression dans le béton n'excède pas 45% de sa résistance caractéristique afin d'éviter un fluage non linéaire. Néanmoins, la prise en compte du fluage non linéaire ayant été faite, il n'est pas nécessaire de vérifier ce point.

### 6.2.2 Calcul à l'ELU

Cette partie fait apparaître les résultats des calculs à l'état limite ultime. Le calcul est effectué sous la combinaison de charges suivante :

- $1.35G + 1.5(N + 0.6V) + P$

Où G représente les charges permanentes, Q les charges d'exploitations, et P les forces de précontrainte. Le calcul est mené à l'aide du logiciel éléments finis Cast3m. Le béton est représenté par un modèle non linéaire de Drucker Prager parfait. L'Eurocode 2 autorise l'utilisation de type de modèle dans le cadre des calculs à l'état limite ultime. La loi de comportement en compression correspondante est représentée sur la figure suivante. Dans ces calculs la résistance à la traction du béton est négligée. La loi de comportement des fils est élastique linéaire.



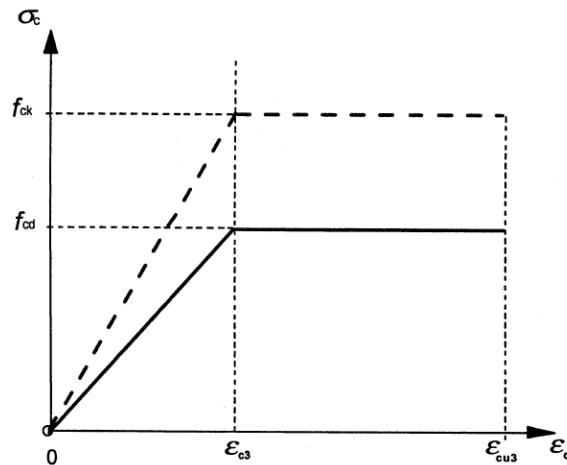


Figure 3.4 : Diagramme bilinéaire

### • Flexion

L'analyse des résultats est effectuée sur le comportement en flexion. Les exigences de l'Eurocode 2 concernent la limitation des contraintes dans le béton comprimé et dans les aciers tendus. Ainsi, la contrainte de compression dans la partie supérieure de la dalle ne devra pas excéder la valeur de  $\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.6 \text{ MPa}$ . La limite de contrainte dans les fils est quant à elle fixée à  $\frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1255}{1.15} = 1091 \text{ MPa}$ .

La figure ci-dessous permet de visualiser les contraintes de compression appliquée en fibre supérieure de la dalle à l'état limite ultime. La contrainte maximale de compression atteinte est donc de 8.7 MPa ce qui est inférieur à la valeur limite de 16.6 MPa, la contrainte de compression à l'état limite ultime est donc admissible.

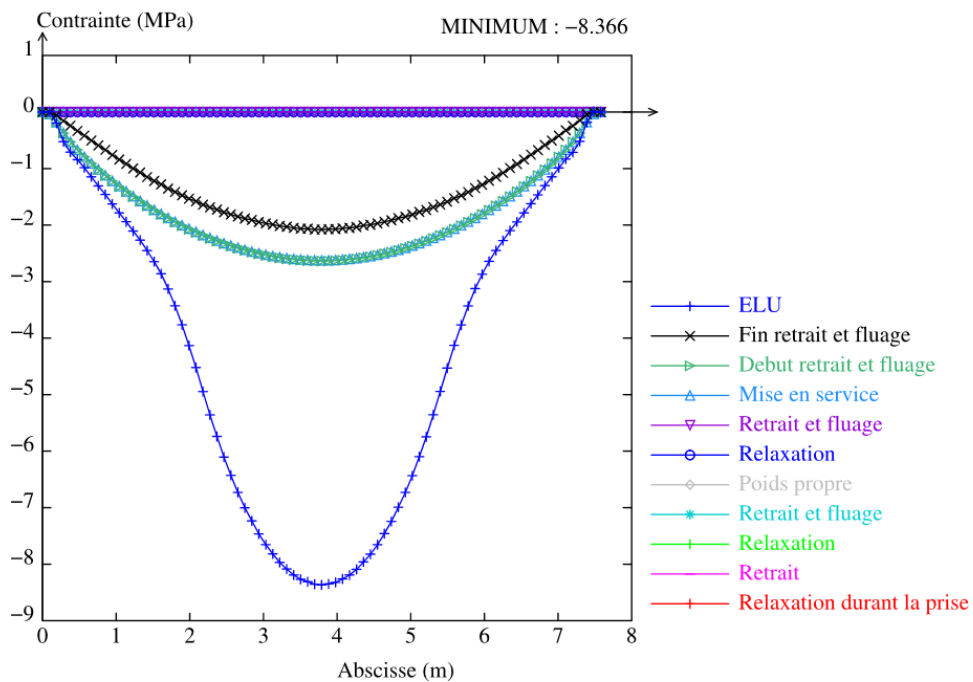


Figure 13 Contraintes dans le béton



La figure ci-après représente l'évolution de la contrainte de traction le long du fil le plus tendu au cours de la vie l'ouvrage. Le calcul à l'état limite ultime se distingue des autres résultats par sa forte non-linéarité sur le profil de contrainte dans les fils. Cette augmentation de la contrainte dans les fils à mi-travée est dû à la non prise en compte des contraintes de traction par le béton. **On observe ainsi que la contrainte dans les fils est de 1330 MPa ce qui est supérieur à la contrainte limite de calcul des fils qui est de 1091 MPa. La sollicitation est donc non admissible.**

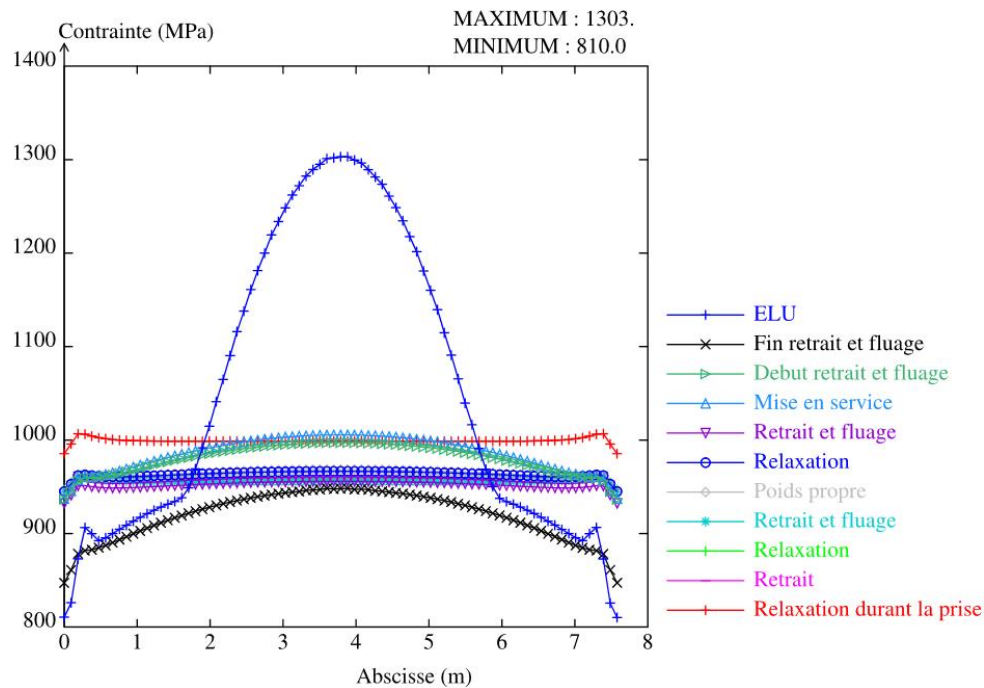


Figure 14 Profil de contraintes dans les fils

Les figures suivantes font apparaître à titre informatif les champs de contraintes dans le béton et les fils pour le calcul à l'état limite ultime.

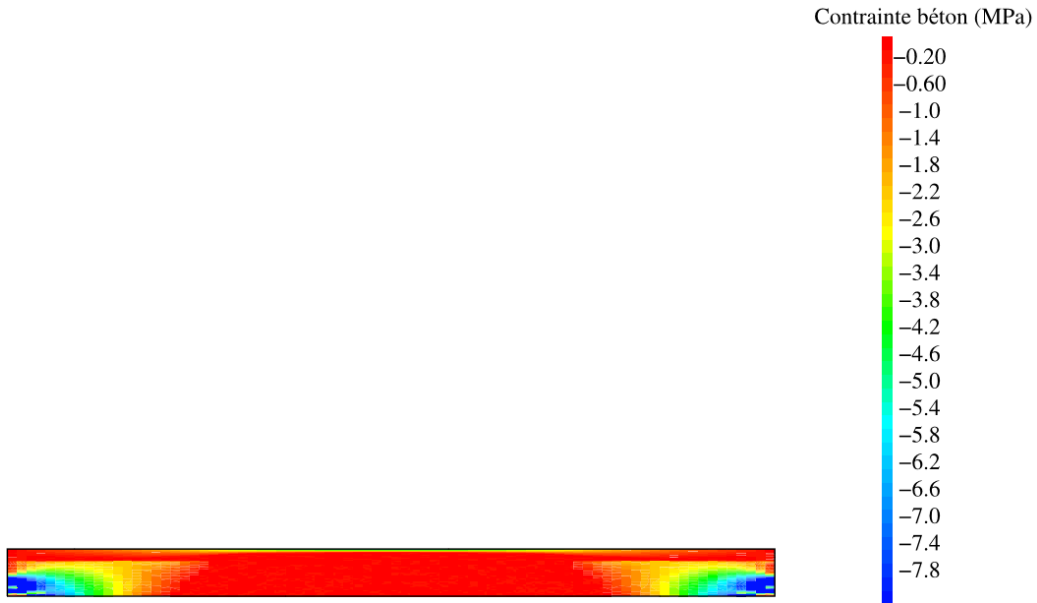


Figure 15 Champ de contrainte dans le béton

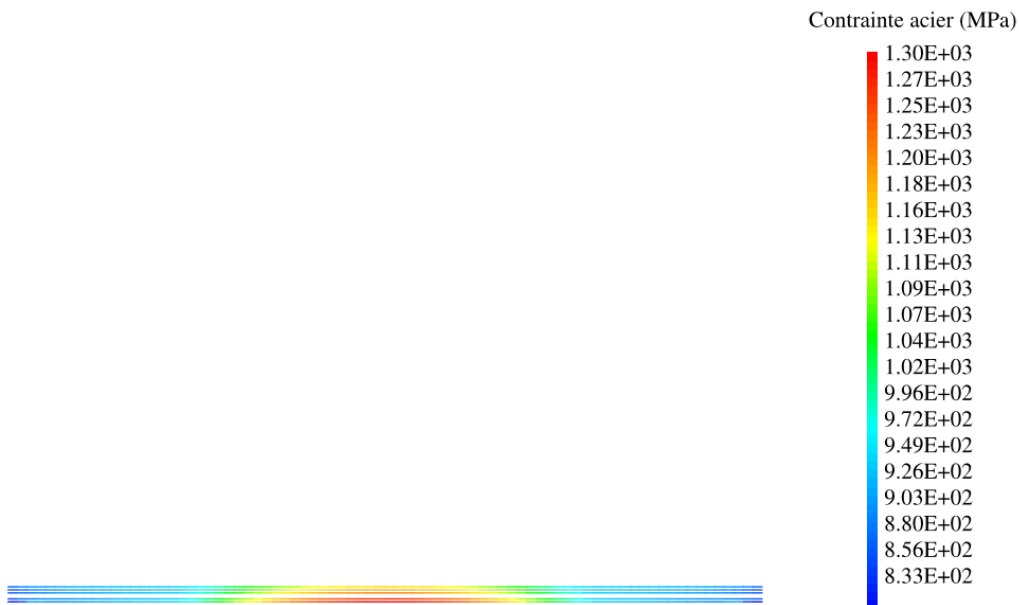
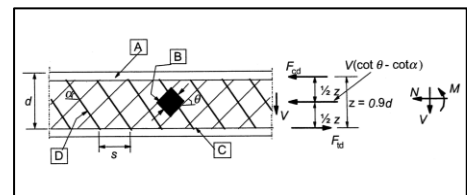


Figure 16 Champ de contrainte dans les fils

### • Effort tranchant

Le calcul de la résistance à l'effort tranchant est réalisé grâce à la méthode d'inclinaison variable des bielles. L'effort tranchant appliqué est  $V_{Ed} = 86.8 \text{ kN}$ . L'angle d'inclinaison calculé des bielles est  $\theta = 21.8^\circ$ . L'effort tranchant résistant des armatures est donc  $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 129 \text{ kN}$ , le taux de travail est donc de 67 %.



L'effort tranchant de non-écrasement des bielles de béton est  $V_{Rd,max} = 171 \text{ kN}$ , le taux de travail en cisaillement est donc de 50%. On notera toutefois que ce taux est calculé en considérant un béton C25/30 sur toute la hauteur de la section, ce qui n'est pas représentatif et défavorable. La section est en réalité mixte en ce qui concerne ses résistance à la compression du béton, et rend le calcul réel excessivement complexe. En l'absence de dépassement, on se satisfera donc de cette approche.

### 6.3 Résultats pour l'ensemble des poutres précontraintes

Des calculs analogues à ceux réalisés concernant la poutre SP1.1 ont été effectués pour les autres poutres précontraintes. Afin d'éviter de surcharger le document, les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant.

Type	Charge additionnelle (kg/m <sup>2</sup> )	ELU			ELS		
		Contrainte fibre sup (MPa)	Contrainte fils (MPa)	Effort tranchant (kN)	Contrainte fibre sup (MPa)	Contrainte fils (MPa)	Contrainte fibre inf (MPa)
<b>Poutre SP1.1</b>	G = 0 Q = 0	$8.4 \leq 16.6$	<b><math>1303 \leq</math> 1091</b>	$86.3 \leq$ 129	$2.5 \leq 25$	$960 \leq$ 1121	$2.5 \leq 3.8$
<b>Poutre SP1.2</b>	G = 0 Q = 410	$1.9 \leq 16.6$	$900 \leq$ 1091	$79.8 \leq$ 80.5	$0.9 \leq 25$	$890 \leq$ 1121	$-6 \leq 3.8$
<b>Poutre SP2.1</b>	G = 0 Q = 0	$6.7 \leq 16.6$	<b><math>1173 \leq</math> 1091</b>	$81 \leq 112$	$2.3 \leq 25$	$950 \leq$ 1121	$1.1 \leq 3.8$
<b>Poutre SP3.1</b>	G = 0 Q = 0	$11 \leq 16.6$	<b><math>1516 \leq</math> 1091</b>	$253 \leq$ 351	$5 \leq 25$	$980 \leq$ 1121	<b><math>6.2 \leq 3.8</math></b>



## 6.4 Synthèse des calculs

### 6.4.1 Eléments précontraints

Les taux de travail des différentes poutres précontraintes sont synthétisés dans le tableau suivant :

Type	Caractéristique	Taux de travail maximal
Poutre SP1.1	Section : 15 x 46,5 <sup>ht</sup> cm ; nombre de fils : 10Ø7 Portée : 7,33m ; Largeur d'influence : 3,70m Charge permanente en place : 46kg/m <sup>2</sup> Charge additionnelle : <b>G : +0kg/m<sup>2</sup> / Q : +0kg/m<sup>2</sup></b>	<b>119% (limite <math>\sigma_s</math>)</b>
Poutre SP1.2	Section : 15 x 46,5 <sup>ht</sup> cm ; nombre de fils : 10Ø7 Portée : 3,24m ; Largeur d'influence : 3,70m Charge permanente en place : 46kg/m <sup>2</sup> Charge additionnelle <b>G : +0kg/m<sup>2</sup> / Q : +410kg/m<sup>2</sup></b>	99%
Poutre SP2.1	Section : 15 x 46,5 <sup>ht</sup> cm ; nombre de fils : 10Ø7 Portée : 7,00m ; Largeur d'influence : 3,70m Charge permanente en place : 46kg/m <sup>2</sup> Charge additionnelle : <b>G : +0kg/m<sup>2</sup> / Q : +0kg/m<sup>2</sup></b>	<b>108% (limite <math>\sigma_s</math>)</b>
Poutre SP3.1	Section : 30 x 49,5 <sup>ht</sup> cm ; nombre de fils : 21Ø7 Portée : 6,95m ; Largeur d'influence : 7,25m Charge permanente en place : 123kg/m <sup>2</sup> Charge additionnelle : <b>G : +0kg/m<sup>2</sup> / Q : +0kg/m<sup>2</sup></b>	<b>163% (limite <math>\sigma_c</math>)</b>

Ce tableau nous amène aux conclusions suivantes :

Exceptée la poutre SP1.2 qui présente la même section d'aciers de précontraint que la SP1.2 pour une portée deux fois plus petite, ce qui est donc largement surdimensionnée, toutes les poutres présentent des déficits de capacité résistante.

Ces déficits sont modérés sur les poutres SP1.1 et SP2.1, et uniquement à l'état limite ultime. Nous rappelons que les calculs à l'état limite ultime décrivent un état de chargement supposé ne jamais être atteint, et qui intègre des coefficients de sécurité important tant sur les charges que sur les propriétés des matériaux. Ces coefficients de sécurité permettent de palier aux incertitudes de dimensionnement et de mise en œuvre. Les critères d'état limite de service sont vérifiés pour ces deux poutres, et ceci permet donc d'expliquer qu'aucun désordre n'est observable sur ces poutres, qui ont un bon comportement, avec une marge de sécurité réduite.

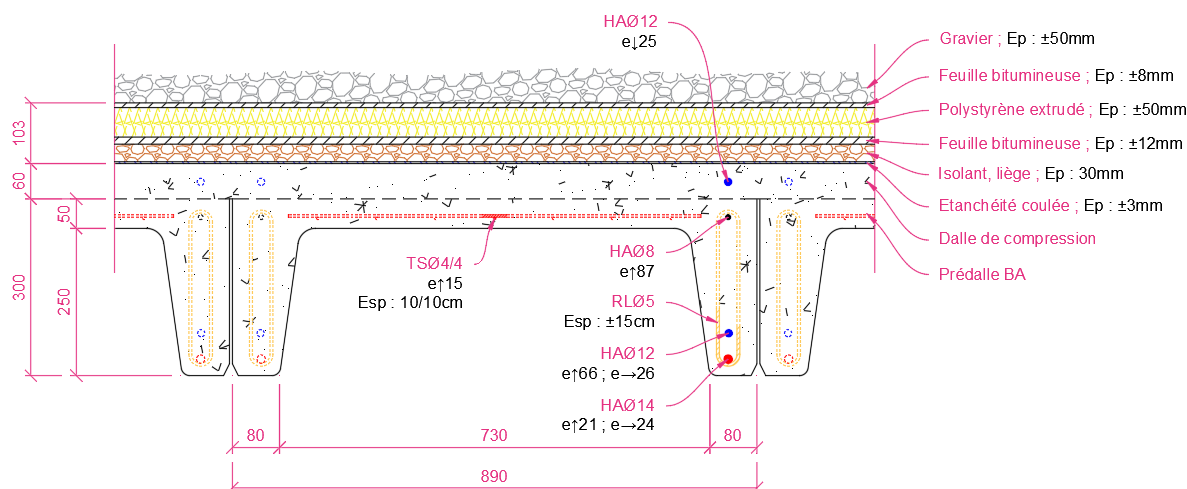
Nous rappelons également qu'il est possible que les aciers de précontrainte présentent de meilleures propriétés que celles supposées ici, et qui permettraient éventuellement de justifier les poutres SP1.1 et SP2.1 sous ces charges, et éventuellement de justifier les poutres SP2.1 en présence de panneaux solaires.





La poutre SP3.1 présente quant à elle un déficit plus important à la fois à l'état limite ultime pour la contrainte dans les aciers, mais également à l'état limite de service concernant la contrainte de traction du béton en fibre inférieure de la poutre. Ces dépassements sont probablement liés à la charge de gravier présents sur la couverture, qui n'était a priori pas initialement présente sur la couverture, compte tenu des différents éléments relevés lors de nos investigations. Des investigations complémentaires, concernant la nature exacte des aciers de précontrainte, ainsi que la dépose du gravier permettrait alors éventuellement de justifier la résistance de la poutre sans ajout de charges.

## 6.4.2 Eléments en béton armé

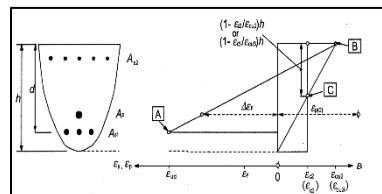


Coupe du plancher au droit de la zone 3

### Vérification des efforts à mi-travée dans les nervures

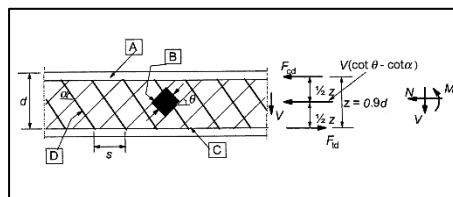
- Etat limite ultime : Moment fléchissant – EC2 6.1

Le moment appliqué à la poutre à mi-travée est  $M_{Ed} = 29,5 \text{ kN.m}$ , la section d'acier longitudinaux théorique à mi-travée est par conséquent  $A_{sl,th} = 2,63 \text{ cm}^2$ . La section d'acier en place est  $A_{sl,réel} = 2,67 \text{ cm}^2$ . **Le taux de travail est donc de 99 %.**



- Etat limite ultime : Effort tranchant – EC2 6.1

Le calcul de la résistance à l'effort tranchant est réalisé grâce à la méthode d'inclinaison variable des bielles. L'effort tranchant appliqué est  $V_{Ed} = 16,3 \text{ kN}$ . L'angle d'inclinaison calculé des bielles est  $\theta = 21,8^\circ$ . L'effort tranchant résistant des armatures est donc  $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 67,4 \text{ kN}$ , **le taux de travail est donc de 42 %.**



L'effort tranchant de non-écrasement des bielles de béton est  $V_{Rd,max} = 389,0 \text{ kN}$ , **le taux de travail en cisaillement est donc de 4%.**



- Etat limite de service – EC2 7.2

Le moment de service appliqué à la poutre à la mi-travée est  $M_{ELS} = 21,6 \text{ kN.m}$ , l'axe neutre de la section fissurée est  $x = 17,9 \text{ cm}$ . Le moment quadratique de la section fissurée est  $I_c = 1,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ . Les contraintes dans le béton et l'acier sont donc :

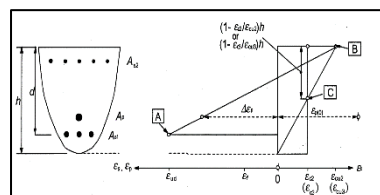
$$\sigma_c = \frac{M_{ELS}}{I_c} x = 7,13 \text{ MPa} < f_{ck} = 25 \text{ MPa. Le taux de travail du béton est donc de 29\%.$$

$$\sigma_s = \alpha_E \frac{M_{ELS}}{I_c} (d - x) = 272,0 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 336 \text{ MPa. Le taux de travail des aciers est donc de 81\%.$$

### Vérification des efforts à mi-travée dans la dalle

- Etat limite ultime : Moment fléchissant – EC2 6.1

Le moment appliqué à la poutre à mi-travée est  $M_{Ed} = 0,66 \text{ kN.m}$ , la section d'acier longitudinaux théorique à mi-travée est par conséquent  $A_{sl,th} = 0,47 \text{ cm}^2$ . La section d'acier en place est  $A_{sl,r\acute{e}el} = 1,26 \text{ cm}^2$ . **Le taux de travail est donc de 37 %.**



- Etat limite de service – EC2 7.2

Le moment de service appliqué à la poutre à la mi-travée est  $M_{ELS} = 0,49 \text{ kN.m}$ , l'axe neutre de la section fissurée est  $x = 2,98 \text{ cm}$ . Le moment quadratique de la section fissurée est  $I_c = 1,82 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ . Les contraintes dans le béton et l'acier sont donc :

$$\sigma_c = \frac{M_{ELS}}{I_c} x = 4,00 \text{ MPa} < f_{ck} = 25 \text{ MPa. Le taux de travail du béton est donc de 16\%.$$

$$\sigma_s = \alpha_E \frac{M_{ELS}}{I_c} (d - x) = 74,5 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa. Le taux de travail des aciers est donc de 19\%.$$

La vérification calculatoire réalisée sur le plancher SPI.3 met en évidence une capacité portante suivante pour reprendre les charges permanente en place, les charges climatique (neige et vent) et une charge permanente additionnelle de  $100 \text{ kg/m}^2$ .



Des calculs analogues à ceux réalisés concernant le plancher SPI.3 ont été effectués pour les éléments.  
Afin d'éviter de surcharger le document, les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant.

Tableau des vérifications calculatoire des dalles						
Elément	Caractéristique	Section d'armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )		Contrainte dans le béton $\sigma_c$	Contrainte dans l'acier $\sigma$	Charge permanente additionnelle maximale*
		Réel	Théorique			
SPI.1 et SPI.2	Ep dalle : 12cm Portée : 3,70m d : 10,5cm G <sub>1</sub> : 46kg/m <sup>2</sup> Q : 68kg/m <sup>2</sup>	3,02	3,03	9,74 MPa soit 39%	294,2 soit 82 %	+100 kg/m <sup>2</sup>
SPI.3	<b>Nervure</b> Section : 44.5x36cm d : 31,3cm Portée : 7,25m G <sub>1</sub> : 123kg/m <sup>2</sup> Q : 68kg/m <sup>2</sup>	2,67	2,63	7,13 MPa soit 29 %	272,0 MPa soit 81 %	+100 kg/m <sup>2</sup>
	<b>Dalle</b> Ep dalle : 5cm d : 3,3cm Portée : 0,81m G <sub>1</sub> : 123kg/m <sup>2</sup> Q : 68kg/m <sup>2</sup>	1,29	0,47	4,00 MPa soit 16 %	74,5 MPa soit 19 %	+100 kg/m <sup>2</sup>

G1 = Charge permanente en place hors poids propre de la structure

Q = Somme des charges climatique (S +  $\Psi_1.V$ )

## 7. SYNTHÈSE

Dans le cadre du projet de rénovation thermique du bâtiment MAYER situé sur le site de l'université Toulouse 2 – Jean Jaurès, Aster BTP a été mandaté pour réaliser un diagnostic structurel des toitures du bâtiment dans le but de déterminer la capacité portante de la structure.

Les investigations sur le bâtiment ont mis en évidence une structure béton de type poteaux/poutre supportant des planchers dalles en béton armé au droit de la zone 1 et 2 et des planchers nervurés au droit de la zone 3.

La vérification calculatoire réalisée sur la structure à la suite des différentes investigations faite sur l'ouvrage (relevé géométrique, reconnaissance de ferrailage, essai laboratoire, ...) mettent en évidence :

- Un sous-dimensionnement des poutres précontraintes

Au vu des hypothèses pouvant être prise en compte selon nos connaissances actuelles, la capacité portante n'est pas justifiée pour les poutres précontraintes.

Des essais complémentaires doivent être réalisés pour affiner le modèle de calcul. Il doit être effectué un prélèvement d'acier sur les poutres précontraintes pour déterminer en laboratoire la limite d'élasticité des aciers utilisés. Ces essais permettront de valider ou d'infirmer les hypothèses prises sur les caractéristiques des fils de précontrainte qui reste un facteur important sur la capacité portante de la structure. Pour rappel, sans essais, il a été considéré la classe d'acier la plus faible (classe 1) indiquée dans un document relatant de l'historique des classes d'acier en fonction des époques.

DIAMÈTRE nominal.	CARACTÈRES GARANTIS	CLASSES							
		I			II		III		
7	T <sub>G</sub> N/mm² (kgf/mm²).	1.255 (128)			1.393 (142)		1.500 (153)		
	R <sub>G</sub> N/mm² (kgf/mm²).	1.402 (143)			1.559 (159)		1.677 (171)		
	A <sub>G</sub> %.....	3			3		3		
	Z <sub>G</sub> %.....	25			25		25		
		TBR	BR	RN	TBR	RN	TBR	RN	
	ρ % { 1.000 h..... 3.000 h.....	2 2,5	4 5	8	2 2,5	8	2 2,5	8	

*Extrait fascicule n°4 – Titre II – Acier haute résistance pour béton précontraint*





- Un surplus de charge acceptable pour les éléments en béton armé

Concernant les éléments en béton armé, dalle pleine et planchers nervurés, les vérifications calculatoires mettent en évidence une capacité portant suffisante pour reprendre les charges permanentes en place, les charges climatiques (neige et vent) et en plus 100kg/m<sup>2</sup> de charge permanente additionnel.



AGENCE OCCITANIE  
6 CHEMIN DE LA MONTAGNE,  
81600 TECOU  
04 93 80 64 97

---

**Rédacteurs**

Arnaud MAURY  
Romain GONTERO

**Relecteur**

Guillaume GASQ



## 8. ANNEXE

---

- Annexe 1 : Plan d'implantation des investigations
- Annexe 2 : Plan des coupes de sondages
- Annexe 3 : PV des essais en laboratoire



**AsterBTP**  
EXPERTISE GAIN DURABLE  
OCCITANIE

# ANNEXE 1

---

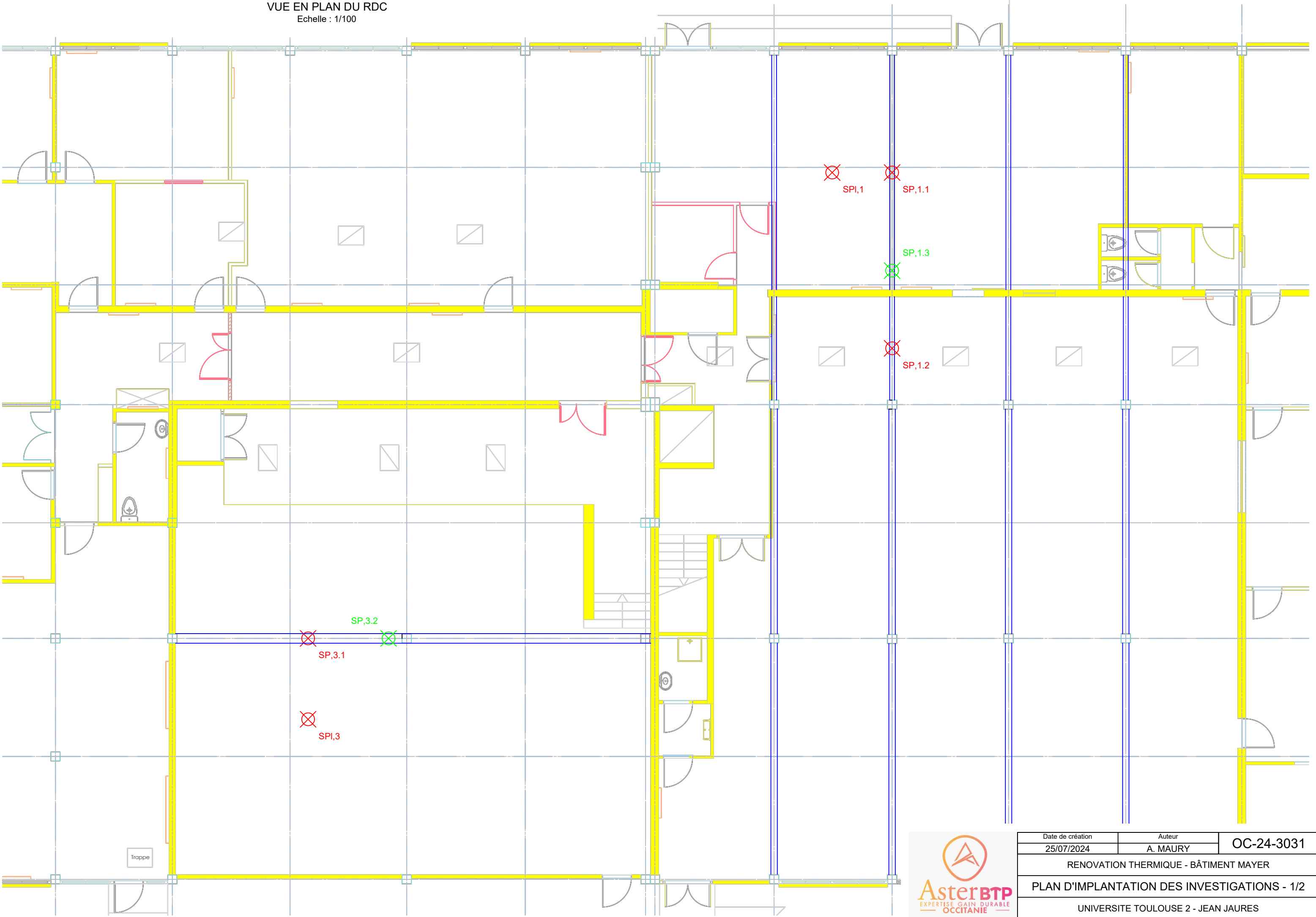
## Plan d'implantation des investigations

AGENCE OCCITANIE

6 CHEMIN DE LA MONTAGNE,  
81600 TECOU  
04 93 80 64 97

ING-OC-24-3031-D-A

[ASTERBTP.COM](https://www.asterbtp.com)



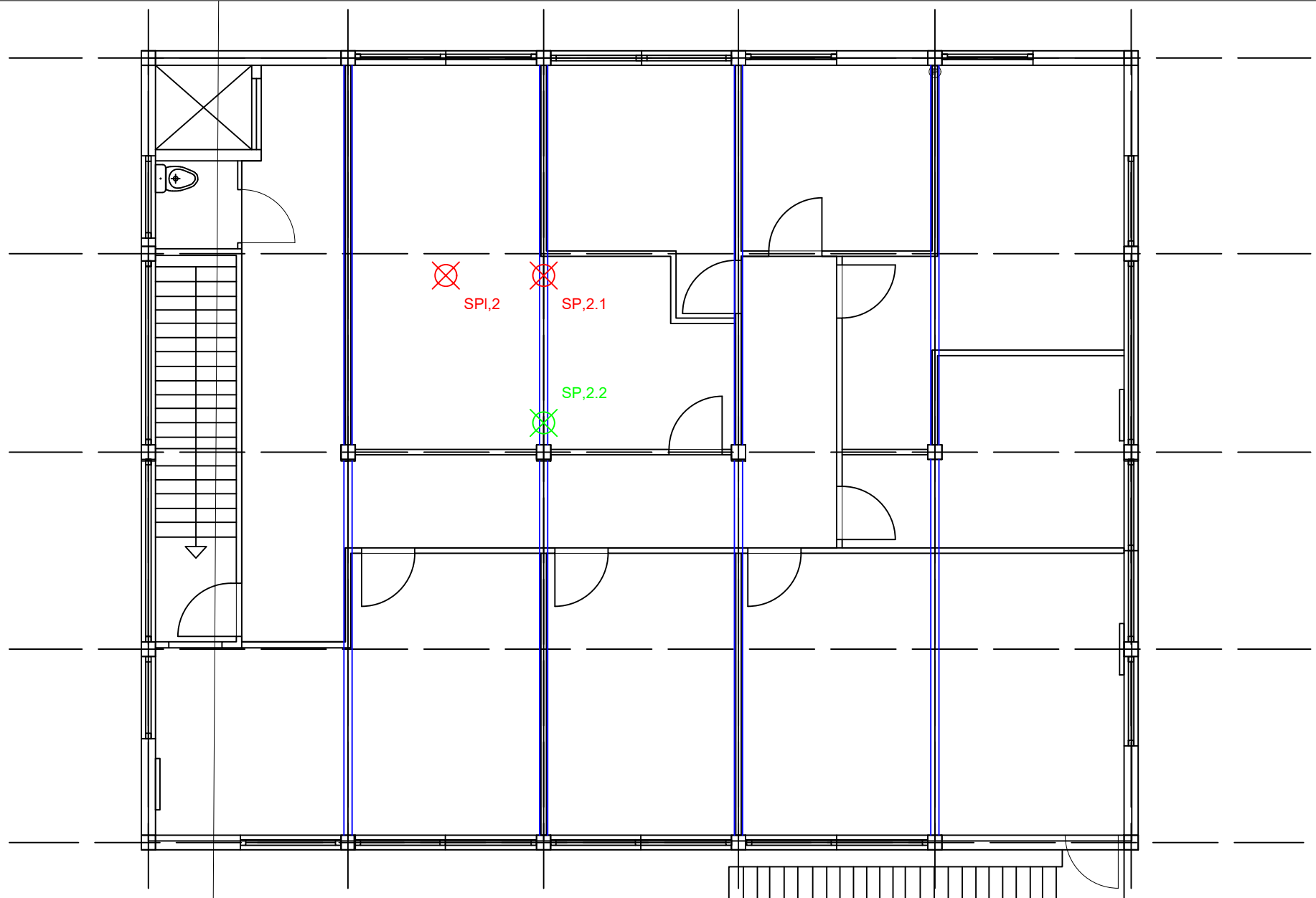
Trappe



Date de création	Auteur	OC-24-3031
25/07/2024	A. MAURY	
RENOVATION THERMIQUE - BÂTIMENT MAYER		
PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS - 1/2		
UNIVERSITE TOULOUSE 2 - JEAN JAURES		

# VUE EN PLAN DU R+1

ECHELLE : 1/100



## Légende :

Sondage destructif en sous-face de plancher

Sondage destructif en surface de plancher



Date de création

05/08/2024

Auteur

A. MAURY

OC-24-3031

RENOVATION THERMIQUE DU BÂTIMENT

PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS 2/2

UNIVERSITE TOULOUSE 2 - JEAN JAURES





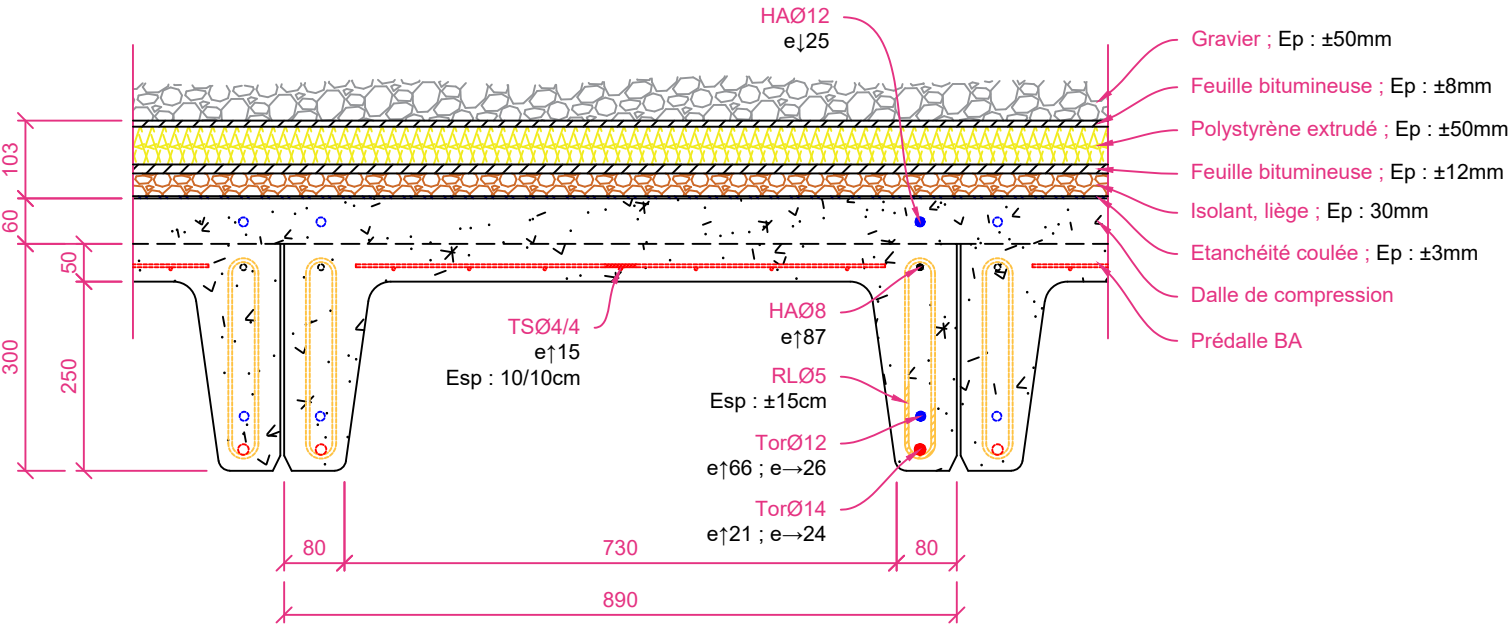
**AsterBTP**  
EXPERTISE GAIN DURABLE  
OCCITANIE

# ANNEXE 2

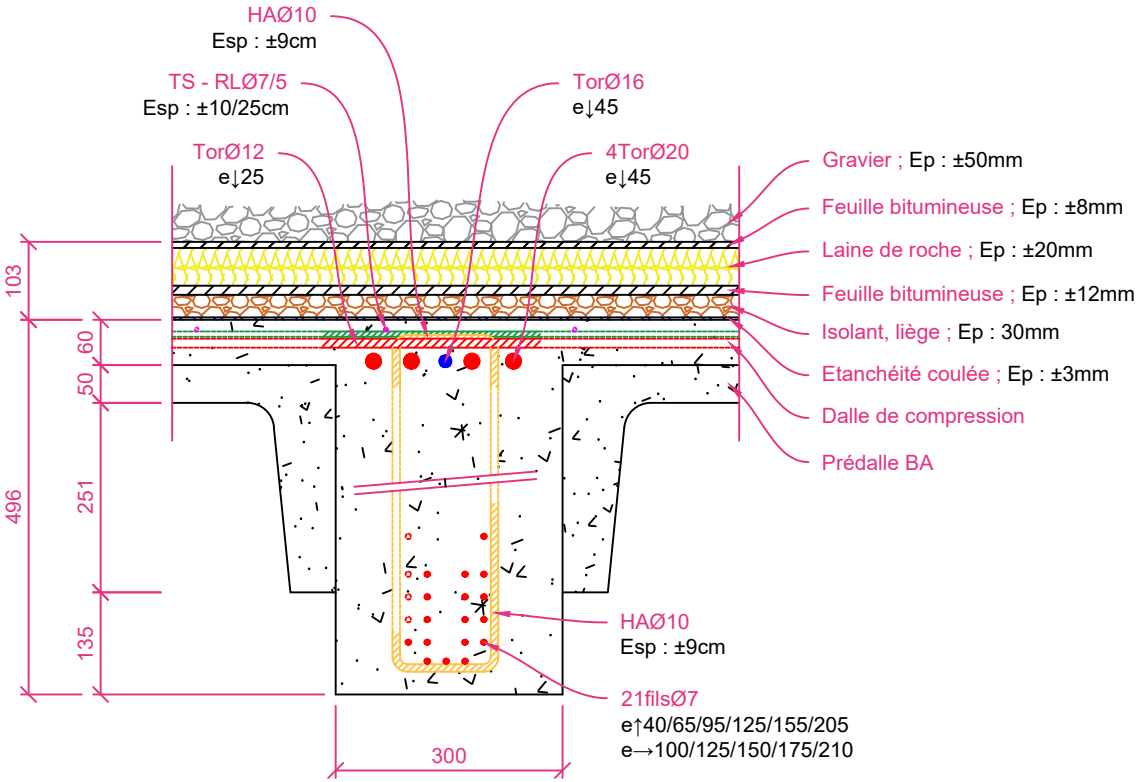
---

## Plan des coupes des sondages

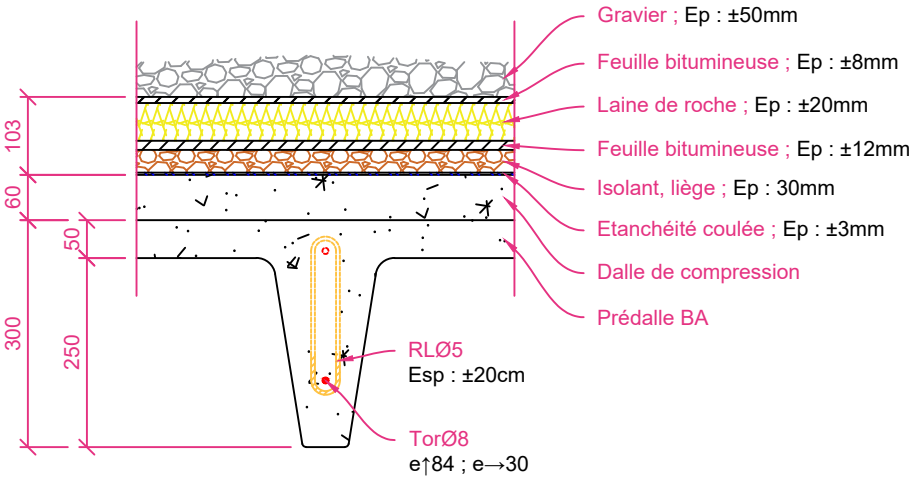
Sondage SPI,3  
Echelle : 1/10



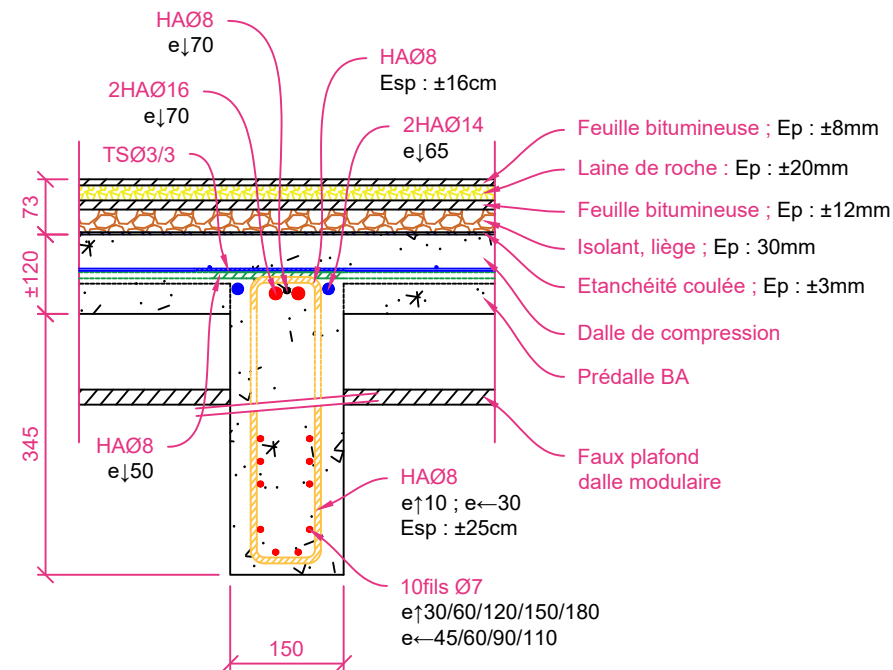
Sondage SP,3  
Echelle : 1/10



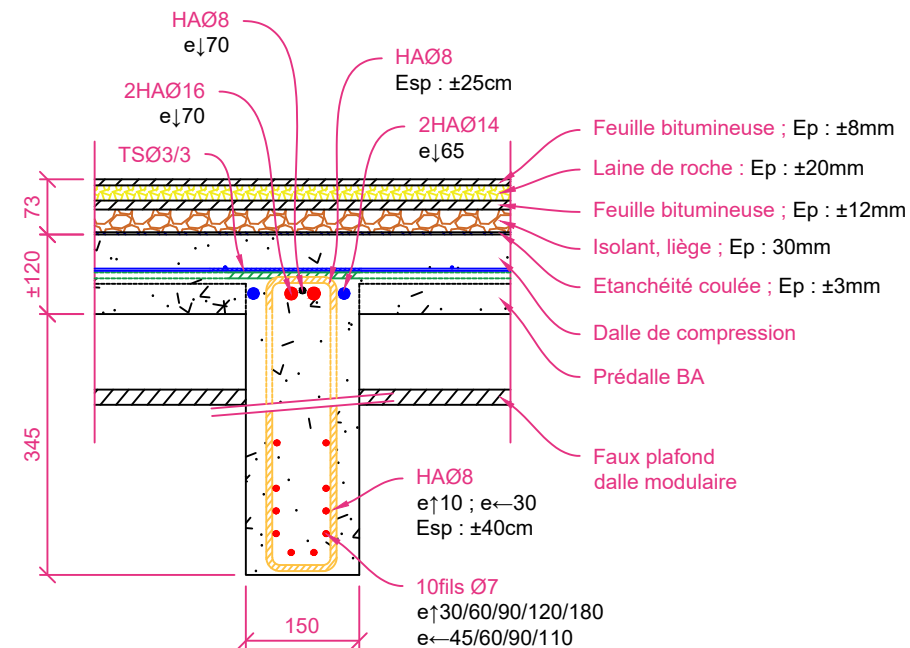
Sondage SP,3.1  
Echelle : 1/10



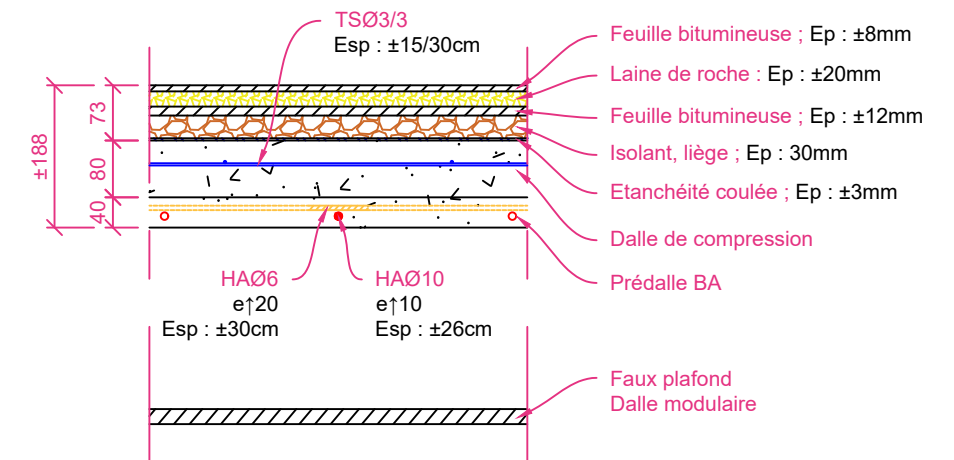
Sondage SP,1.1  
Echelle : 1/10



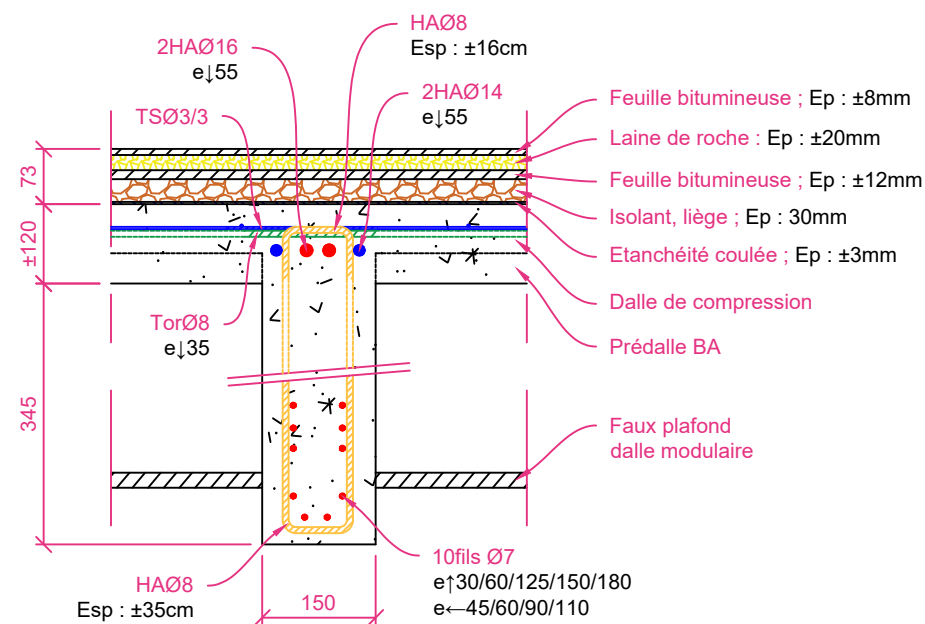
Sondage SP,1.2  
Echelle : 1/10



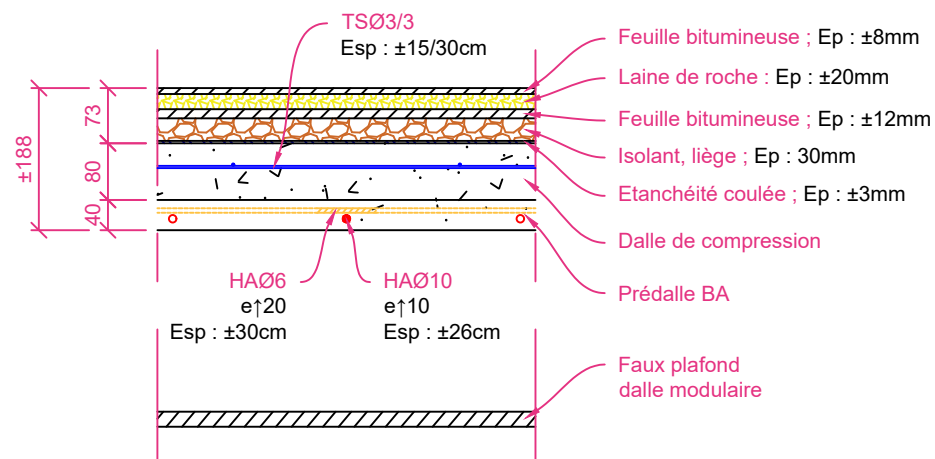
Sondage SPI,1  
Echelle : 1/10



Sondage SP.2  
Echelle : 1/16



Sondage SPI.9 - SPI.16  
Echelle : 1/16





**AsterBTP**  
EXPERTISE GAIN DURABLE  
OCCITANIE

# ANNEXE 3

---

## PV des essais en laboratoire

AGENCE OCCITANIE

6 CHEMIN DE LA MONTAGNE,  
81600 TECOU  
04 93 80 64 97

ING-OC-24-3031-D-A

[ASTERBTP.COM](https://www.asterbtp.com)

**INFORMATION SUR L'ESSAI**

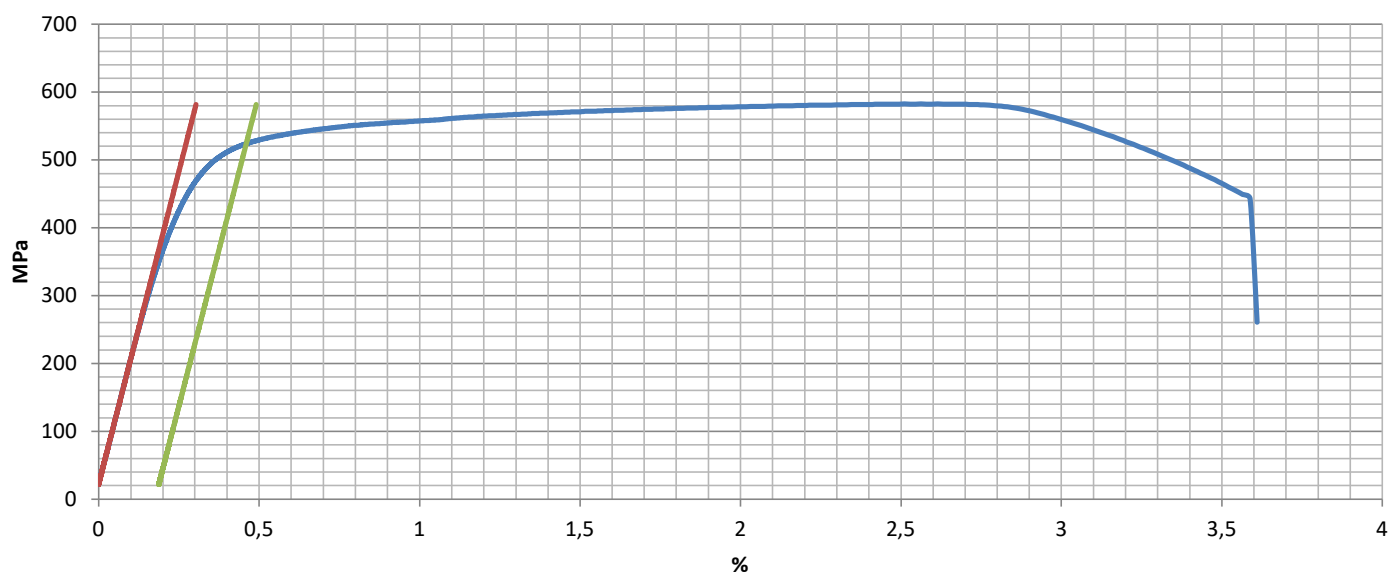
Date de l'essai	08/07/2024
Nom de l'essai	TOULUNIVJMJMIRAIL_080724
Client	ASTER BTP OC
Chantier	TOULOUSE UNIVERSITE J.JAURES MIRAIL

**INFORMATION EQUIPEMENT**

Type machine	Syntech 400
--------------	-------------

**INFORMATION SUR L'EPROUVETTE**

Température de l'essai (°C)	20,9
Référence	Acier prédalle
Type d'éprouvette	HA
Diamètre nominal (mm)	5,8
Diamètre minimale après rupture (mm)	5
Surface (mm²)	26,42079422
Longueur calibrée (mm)	157

**Contrainte / Déformation**

**RESULTAT D'ESSAI**

Nom de l'essai	Fm (N)	Rm (MPa)	Module Young (Gpa)	Rp0,2 (MPa)	A %	Agt (%)	Rm/Rp0,2	Z %
TOULUNIVJMJMIRAIL_080724	15 387	582	184	526	3,4	2,6	1,11	25,7

**OBSERVATIONS**

Le Directeur, A.ALTIER





**INFORMATION SUR L'ESSAI**

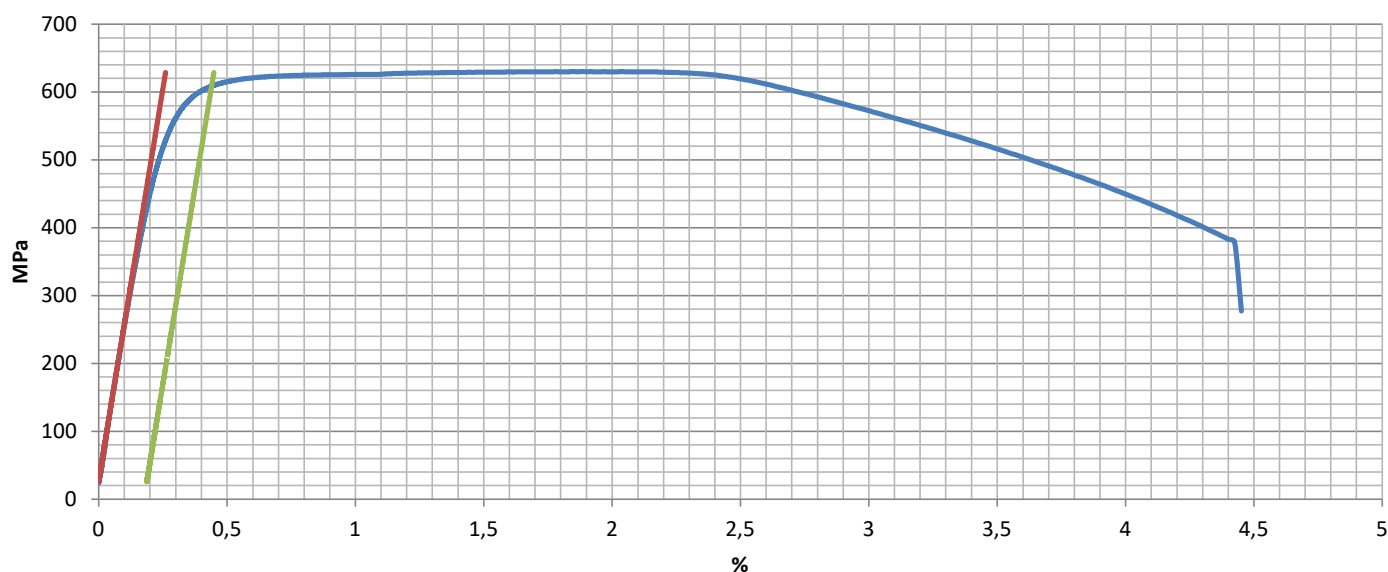
Date de l'essai	11/07/2024
Nom de l'essai	TOULUNIVJMJMIRAIL_110724
Client	ASTER BTP OC
Chantier	TOULOUSE UNIVERSITE J.JAURES MIRAIL

**INFORMATION EQUIPEMENT**

Type machine	Syntech 400
--------------	-------------

**INFORMATION SUR L'EPROUVETTE**

Température de l'essai (°C)	19,9
Référence	TS sur appui
Type d'éprouvette	Rond lisse
Diamètre nominal (mm)	6,8
Diamètre minimale après rupture (mm)	4,2
Surface (mm²)	36,31681108
Longueur calibrée (mm)	135

**Contrainte / Déformation****RESULTAT D'ESSAI**

Nom de l'essai	Fm (N)	Rm (MPa)	Module Young (Gpa)	Rp0,2 (MPa)	A %	Agt (%)	Rm/Rp0,2	Z %
TOULUNIVJMJMIRAIL_110724	22 883	630	231	610	4,3	1,9	1,03	61,9

**OBSERVATIONS**

Le Directeur, A.ALTIER

