



ÉTUDES ET DIAGNOSTICS STRUCTURES

**UBIBAT - Service Bâtiment**

78, Avenue des Champs-Élysées

Bureau 326

75008 Paris






**Service maîtrise d'ouvrage**

**Direction Logistique et Patrimoine**

**105, boulevard l'hôpital 75013 PARIS – Faculté de médecine**



**Reconnaissance structurelle – Calcul de la capacité  
portante du parvis et des poutres façades**

Janvier 2024	Rédacteur	Vérificateur	Approbateur
AFFAIRE N° UB - 23- 032	A. KCHAOU 	A. AMMAR 	A. AMMAR 
VERSION 0			

## Table des matières

1	Objet .....	4
2	Objectif.....	4
3	Plan de localisation .....	4
4	Investigations réalisées .....	5
5	Résultats des investigations.....	6
5.1	Sondages destructifs - SD1 - SD9 .....	6
5.2	Sondage destructif - SD2.....	7
5.3	Sondage destructif – SD3 .....	8
5.4	Sondage destructif – SD4 .....	9
5.5	Sondage destructif – SD5 .....	10
5.6	Sondages destructifs - SD6 - SD7 .....	11
5.7	Sondage destructif – SD8 .....	12
5.8	Sondage destructif – SD10 .....	13
5.9	Sondage destructif de continuité – SD11.....	14
5.10	Sondage destructif SD12 .....	15
5.11	Sondage destructif SD13 – Poutre façade .....	16
5.12	Sondage destructif SD14 – Poutre façade .....	17
5.13	Sondages non destructifs – Structure au-dessous du bâtiment .....	19
5.14	Reconnaissance de l’acrotère du bâtiment – Sondage non destructif .....	21
6	Résultats des essais mécaniques .....	22
7	Calcul de la capacité portante.....	23
7.1.1	Textes normatifs applicables .....	24
7.1.2	Hypothèses sur les matériaux.....	24
7.1.3	Hypothèses sur les charges.....	24
7.1.4	Résultats de calcul des capacités portantes .....	24
8	Calcul de résistance au feu du PH SS – Méthode tabulée .....	25
9	Conclusion.....	26
10	Annexe 1 : Note de calcul – Calcul de la capacité portante.....	28
10.1	Calcul des moments résistants Mrd – File 1 .....	28
10.2	Calcul des moments sollicitants Ms – File 1 (Q = 550 daN/m²) .....	29
10.3	Calcul des moments résistants Mrd – File 2 .....	30
10.4	Calcul des moments sollicitants Ms – File 2 (Q = 920 daN/m²) .....	31
10.5	Calcul de la capacité portante de la dalle – SD2 .....	32
10.6	Calcul de la capacité portante de la dalle – SD3 .....	33

10.7	Calcul de la capacité portante de la poutre isostatique – SD5 .....	34
10.8	Calcul de la capacité portante du poteau le plus sollicité – SD8 .....	35
10.9	Calcul de la capacité portante de la poutre sous façade – SD10 .....	36
10.10	Calcul de la capacité portante de la poutre SD12 .....	37
10.11	Calcul de la capacité portante de la poutre SD14 .....	39
11	Annexe 2 : Méthode tabulée – Calcul de la résistance au feu du PH SS .....	41
12	Annexe 3 : Résultats des essais mécaniques .....	42

## 1 Objet

A la demande du service maîtrise d'ouvrage de la direction logistique et patrimoine de l'université de SORBONNE, la société UBIBAT a réalisé une mission de reconnaissance structurelle du parvis, situé au-dessus du parking sous-sol, et des poutres supportant la façade principale du bâtiment de la faculté de médecine.



## 2 Objectif

Les objectifs du présent rapport sont :

- Reconnaissance de la structure du plancher haut sous-sol du parking ;
- Reconnaissance du complexe de revêtement du parvis ;
- Reconnaissance de l'ossature porteuse de la façade principale ;
- Calcul de la résistance au feu des structures ;
- Calcul de la capacité portante du parvis et des poutres façades.

## 3 Plan de localisation

L'ouvrage situé 105 boulevard de l'hôpital, 75013 Paris.

Une vue en plan ainsi qu'une vue satellite de l'ouvrage sont présentées ci-dessous.



Figure 1 : Localisation du bâtiment

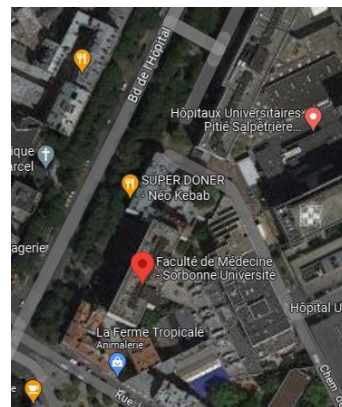


Figure 2 : Vue satellite du bâtiment

## 4 Investigations réalisées

Au regard des objectifs envisagés, une campagne de diagnostic structurel a été réalisée. Un plan d'implantation des sondages réalisés sont présentés ci-dessous.

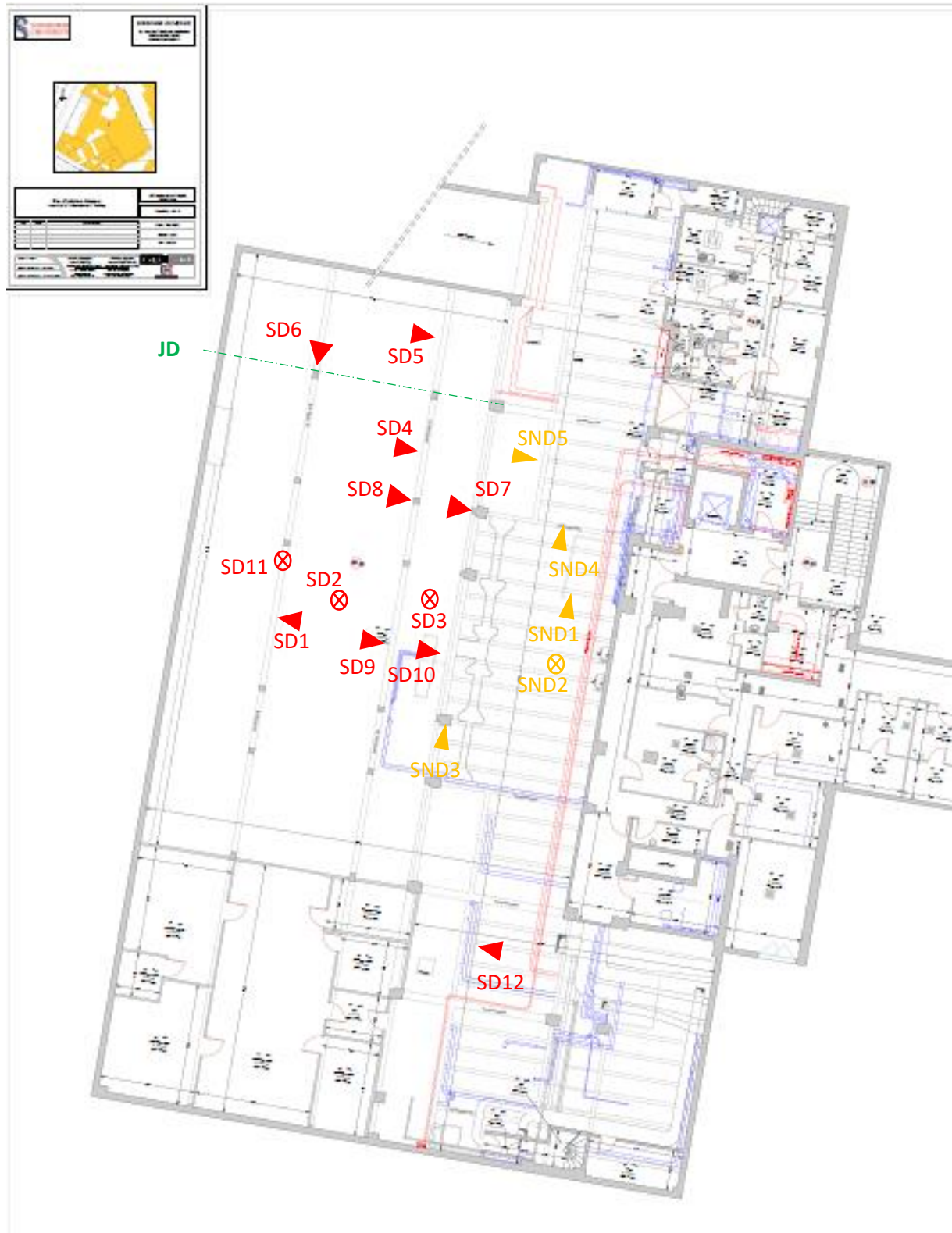


Figure 3 : Implantation des sondages destructifs et non destructifs au niveau du plancher haut SS





Figure 4 : Implantation des sondages destructifs au niveau de la façade

## 5 Résultats des investigations

### 5.1 Sondages destructifs - SD1 - SD9

Les résultats des sondages ont mis en évidence des poutres en béton armé de section  $(30 \times r=80) \text{ cm}^2$  avec une portée de 7,41m.

Un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.



Résultats du sondage SD1 – Poutre en béton armé



Résultats du sondage SD9 – Poutre en béton armé

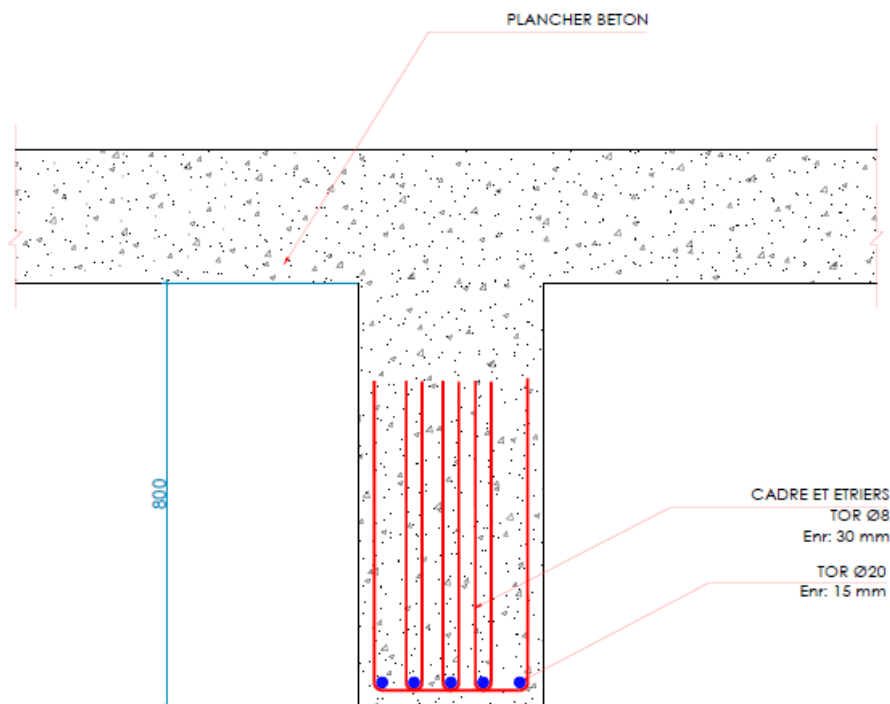


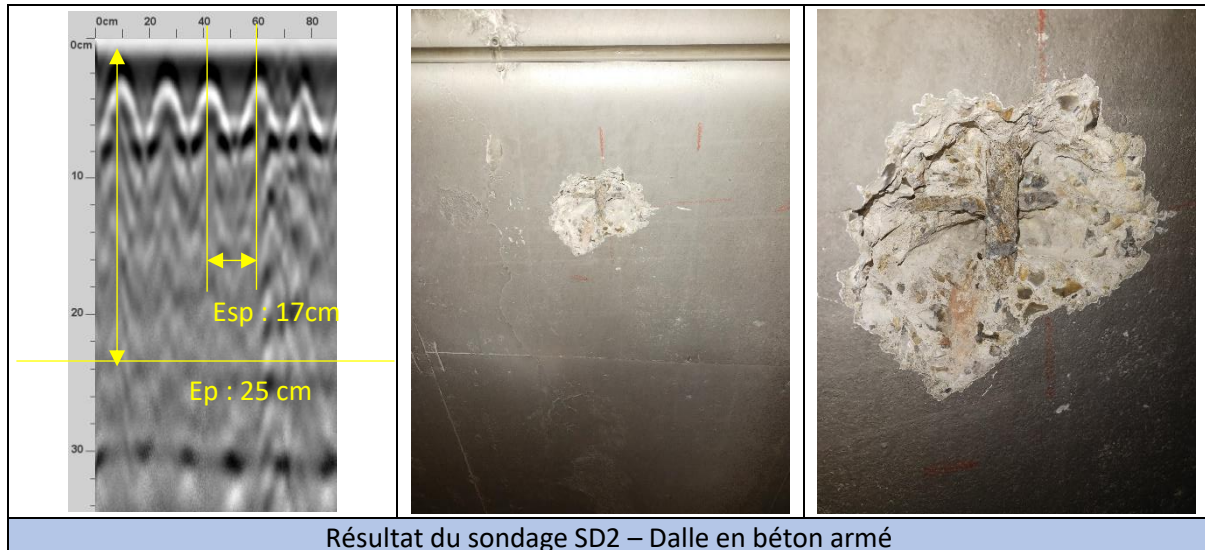
Figure 5 : Résultat du sondage – SD1

## 5.2 Sondage destructif - SD2

Le sondage révèle une dalle en béton d'épaisseur 25 cm armée comme suit :

- Des armatures TORØ20 espacés de 17 cm avec un enrobage de 3cm ;
- Des armatures TORØ10 espacés de 17 cm.

Des enregistrements radar, un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.



Résultat du sondage SD2 – Dalle en béton armé

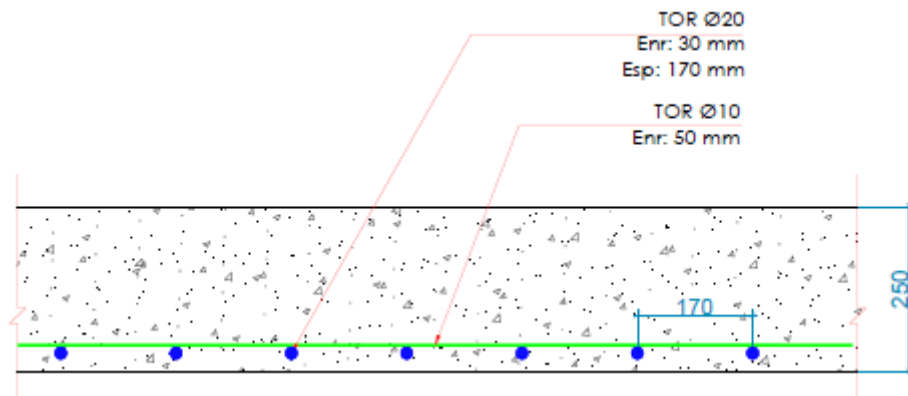


Figure 6 : Résultat du sondage – SD2

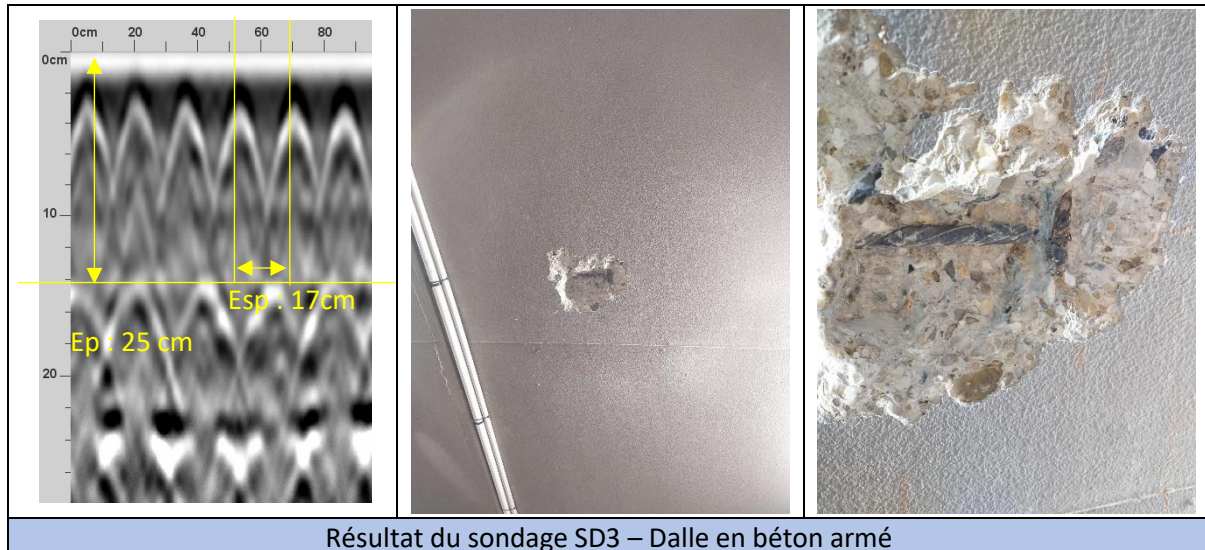
### 5.3 Sondage destructif – SD3

Le sondage révèle une dalle en béton d'épaisseur 15 cm armée comme suit :

- Des armatures TORØ14 espacés de 17 cm avec un enrobage de 2cm ;
- Des armatures TORØ12 espacés de 17 cm.

Des enregistrements radar, un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.





Résultat du sondage SD3 – Dalle en béton armé

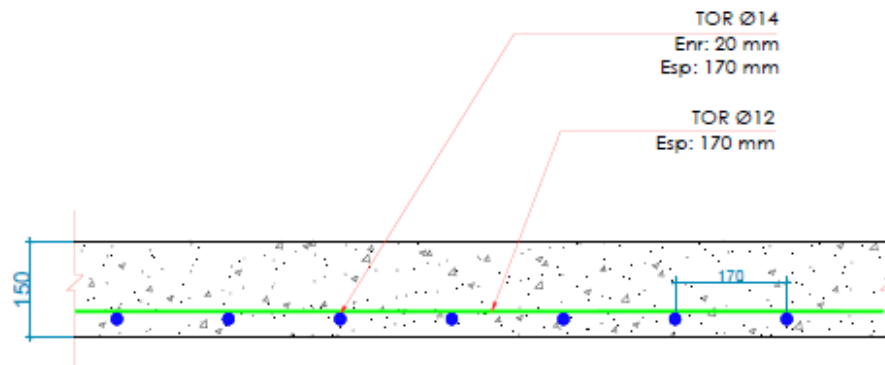
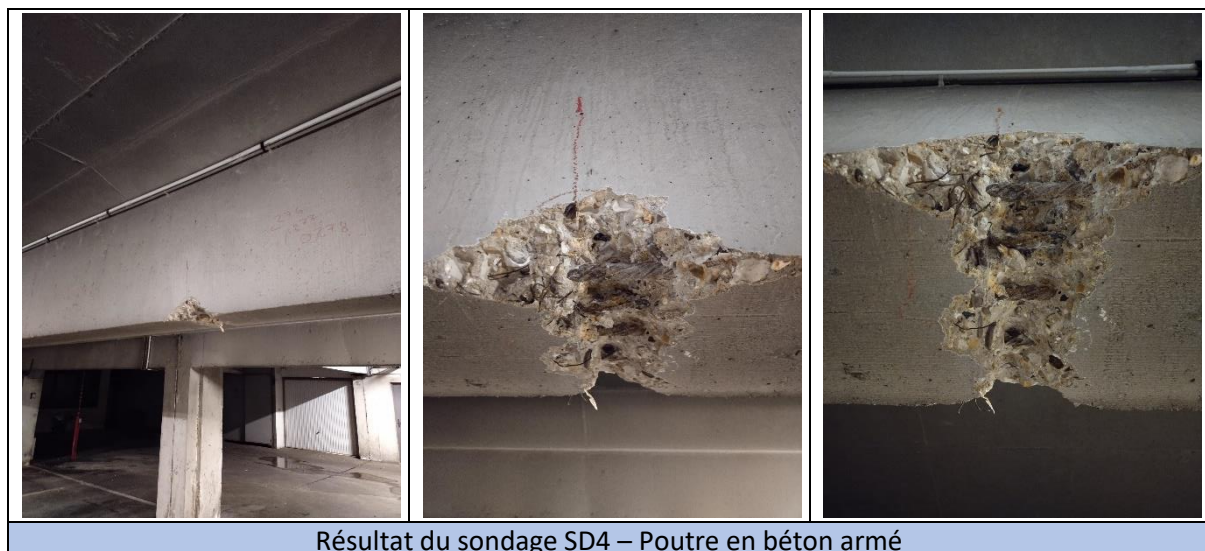


Figure 7 : Résultat du sondage - SD3

#### 5.4 Sondage destructif – SD4

Le sondage a été réalisé au niveau de la poutre de rive. Il a mis en évidence une poutre en béton armé de section  $(30 \times r = 80) \text{ cm}^2$  avec une portée de 5,24m.

Un reportage photographique ainsi qu'une coupe explicative sont disponibles ci-dessous.



Résultat du sondage SD4 – Poutre en béton armé

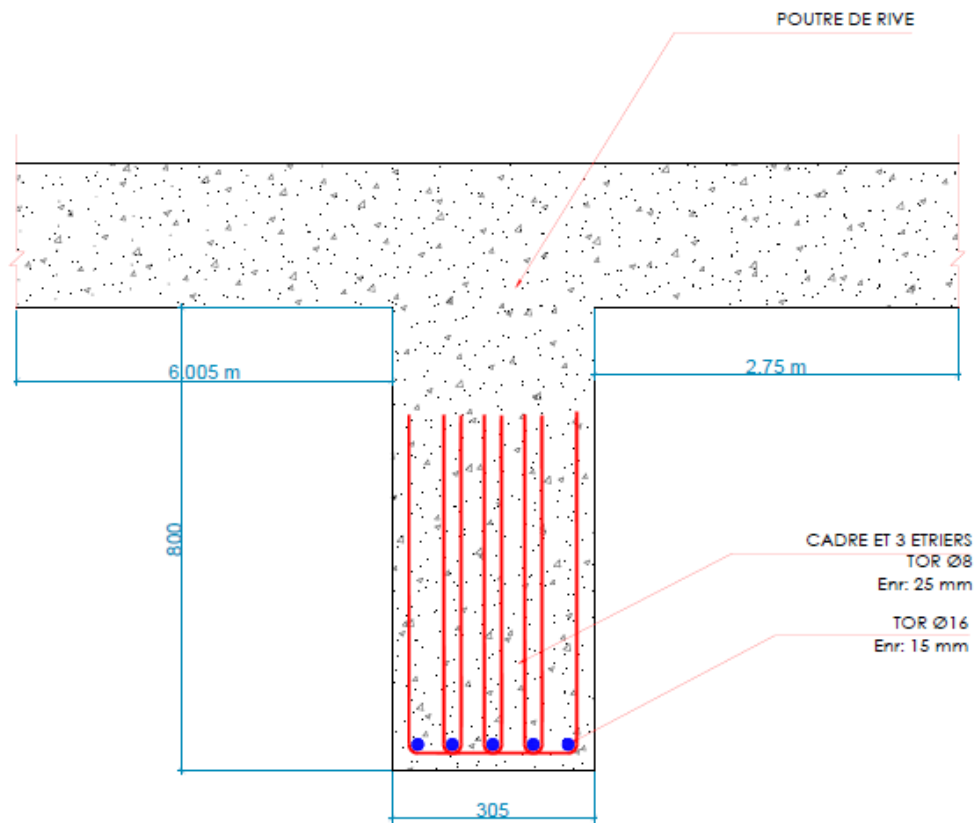


Figure 8 : Résultat du sondage - SD4

### 5.5 Sondage destructif – SD5

Le sondage a été réalisé à mi-travée d'une poutre isostatique. Les résultats révèlent un élément en béton armé de section (30 x r=80) cm<sup>2</sup> avec une portée de 5,47m.

Un reportage photographique ainsi qu'une coupe explicative sont disponibles ci-dessous.



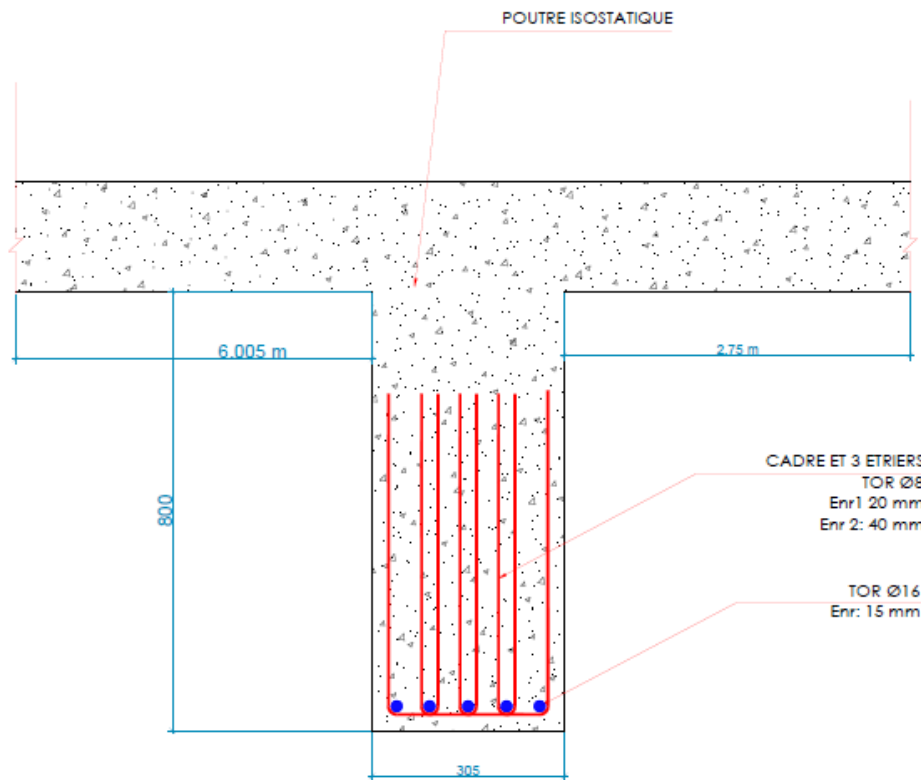


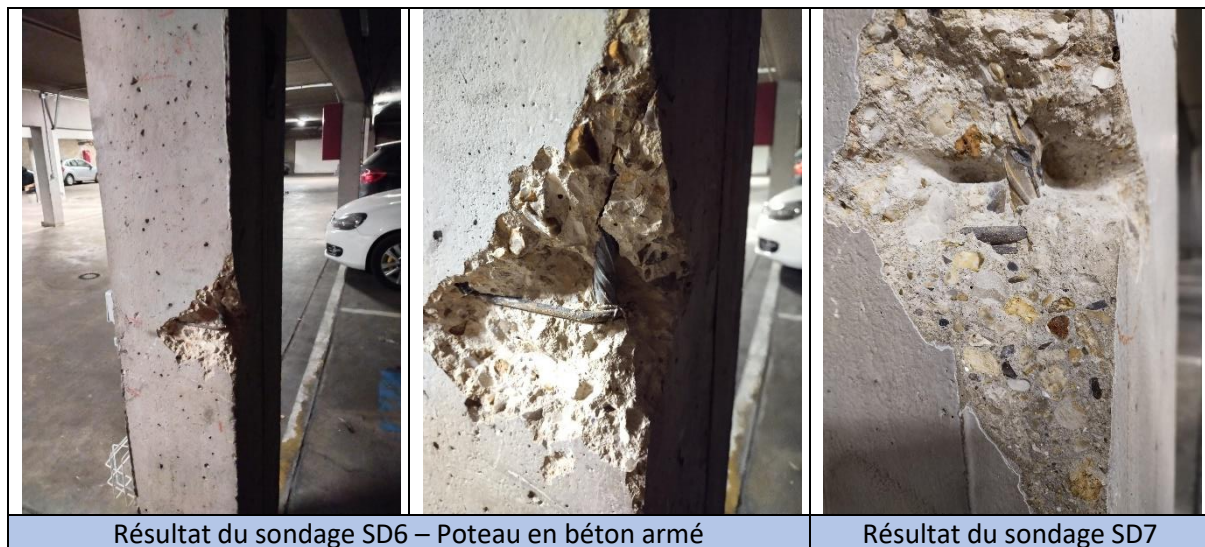
Figure 9 : Résultat du sondage - SD5

## 5.6 Sondages destructifs - SD6 - SD7

Les résultats des sondages révèlent un poteau en béton armé de section (20 x 30) cm<sup>2</sup>. Leurs cages d'armature sont composées comme suit :

- Armatures principales : 4 TORØ14 ;
- Armatures transversales : Cadres RLØ6 espacés d'environ 17cm enrobés de 2 cm.

Un reportage photographique ainsi qu'une coupe explicative sont disponibles ci-dessous.



Résultat du sondage SD6 – Poteau en béton armé

Résultat du sondage SD7



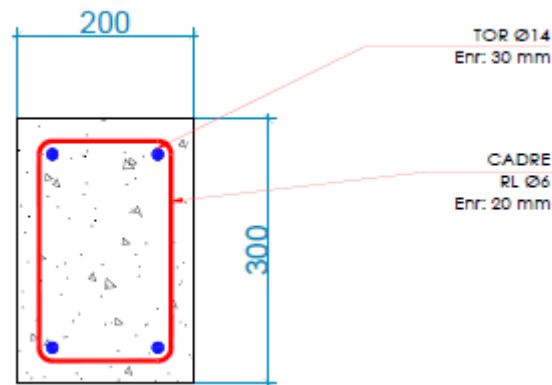


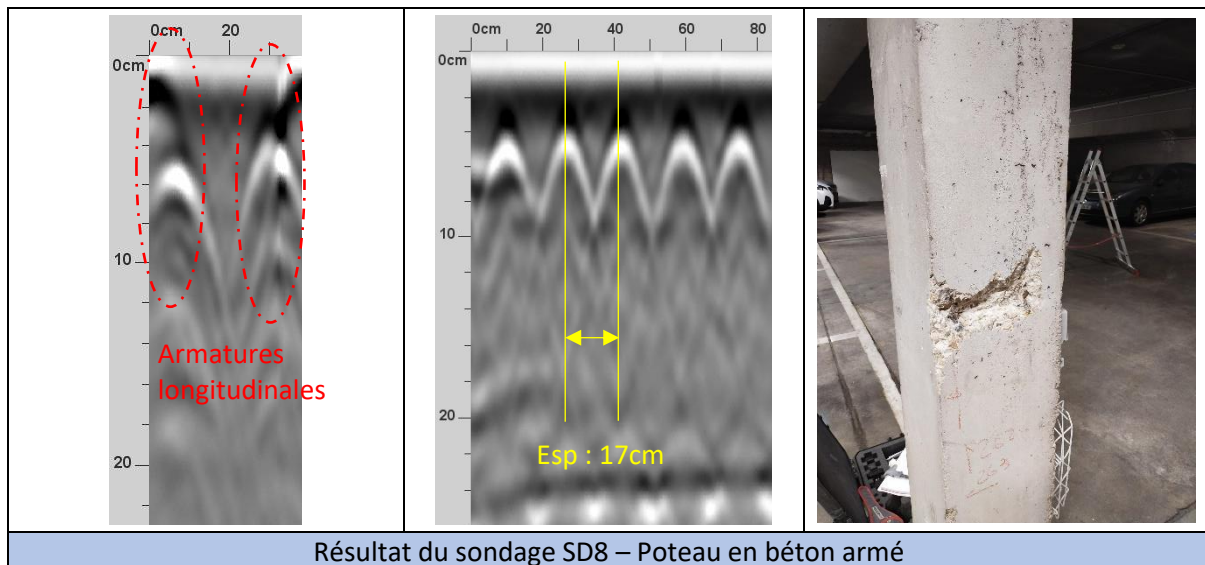
Figure 10 : Résultat du sondage - SD6 - SD7

### 5.7 Sondage destructif – SD8

Les résultats du sondage révèlent un poteau en béton armé de section (30 x 30) cm<sup>2</sup>. Sa cage d'armature est composée comme suit :

- Armatures principales : 4 TORØ14 ;
- Armatures transversales : Cadres RLØ6 espacés d'environ 17cm enrobés de 2 cm.

Un reportage photographique ainsi qu'une coupe explicative sont disponibles ci-dessous.





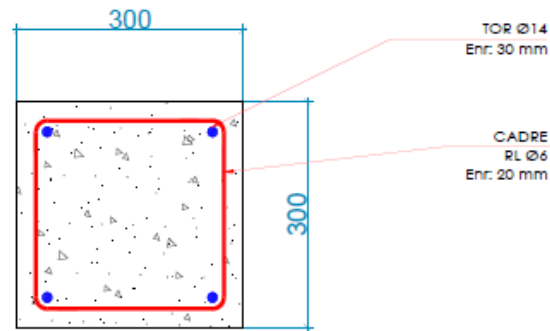


Figure 11 : Résultat du sondage - SD8

## 5.8 Sondage destructif – SD10

Le sondage a été réalisé au niveau de la poutre située au-dessous de la façade du bâtiment. Il a mis en évidence une poutre en béton armé de section (20 x r=90) cm<sup>2</sup> avec une portée de 7,41m.

Un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.



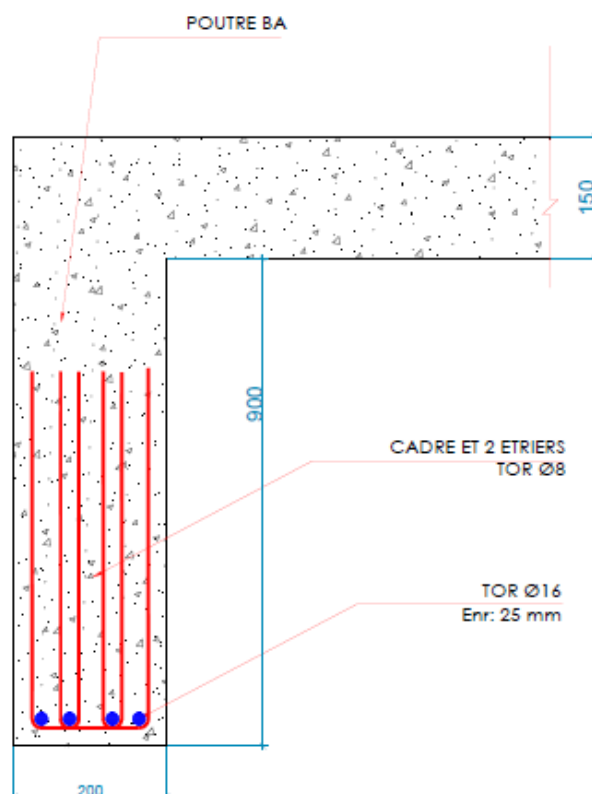
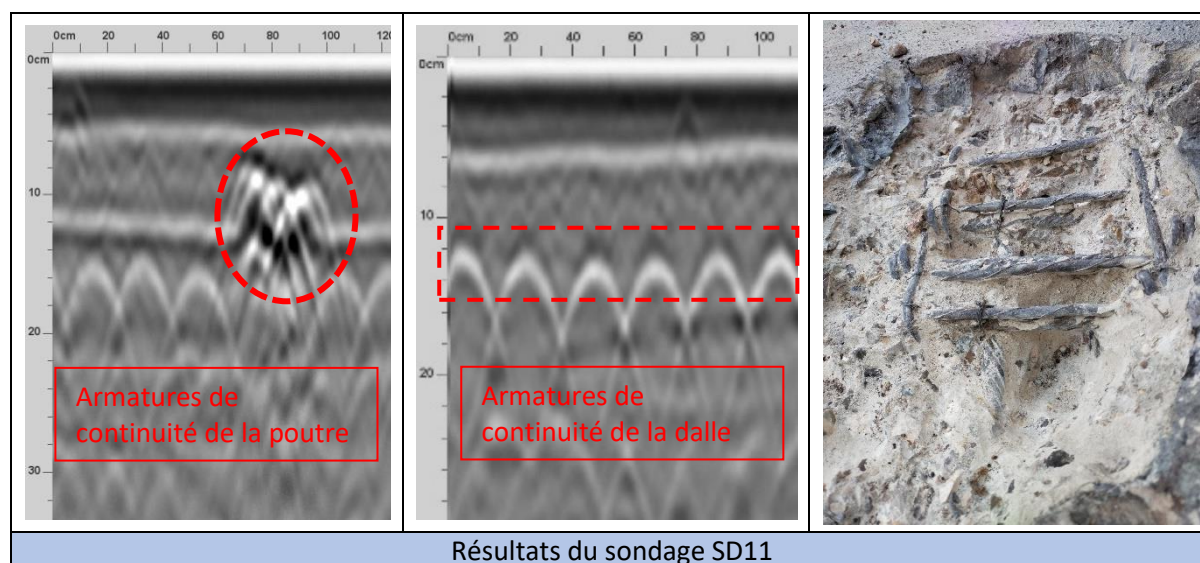


Figure 12 : Résultat du sondage - SD10

## 5.9 Sondage destructif de continuité – SD11

Le sondage a été réalisé depuis la surface du parvis. Le but est de déterminer la composition du complexe de revêtement et de confirmer le principe de continuité des structures (dalle et poutre).

Des enregistrements radar, un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.



Résultats du sondage SD11

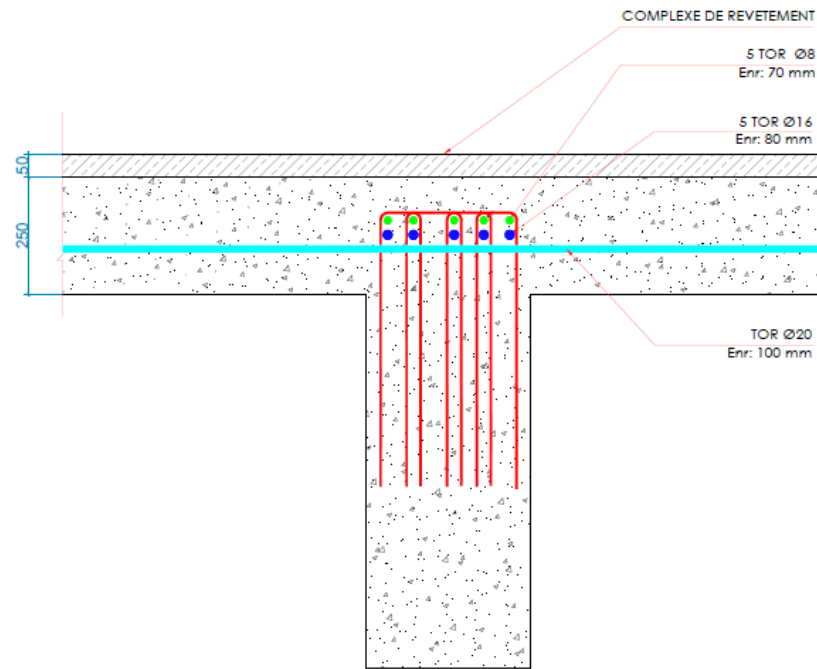


Figure 13 : Résultat du sondage - SD11

### 5.10 Sondage destructif SD12

Le sondage a été réalisé au niveau de l'élément structural supportant la façade du RDC et R+1. Il a mis en évidence une poutre en béton armé de section (25 x 95) cm<sup>2</sup>.

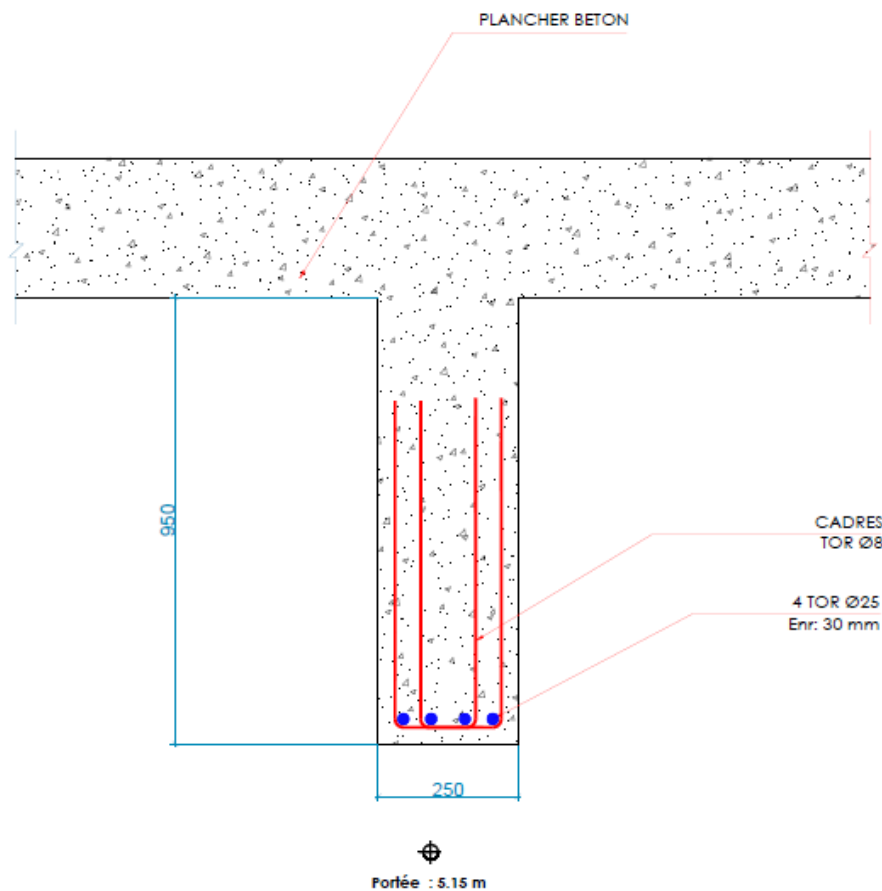


Figure 14 : Résultat du sondage SD12

### 5.11 Sondage destructif SD13 – Poutre façade

Le sondage est réalisé au droit de la façade principale. Il révèle une ossature (poteau-poutre) en béton armé composée comme suit :

- Poteaux (25x25) cm<sup>2</sup> espacés de 1,10m ;
- Poutres (25x r=40) cm<sup>2</sup>.

Un reportage photographique ainsi que des détails explicatifs sont présentés ci-dessous.

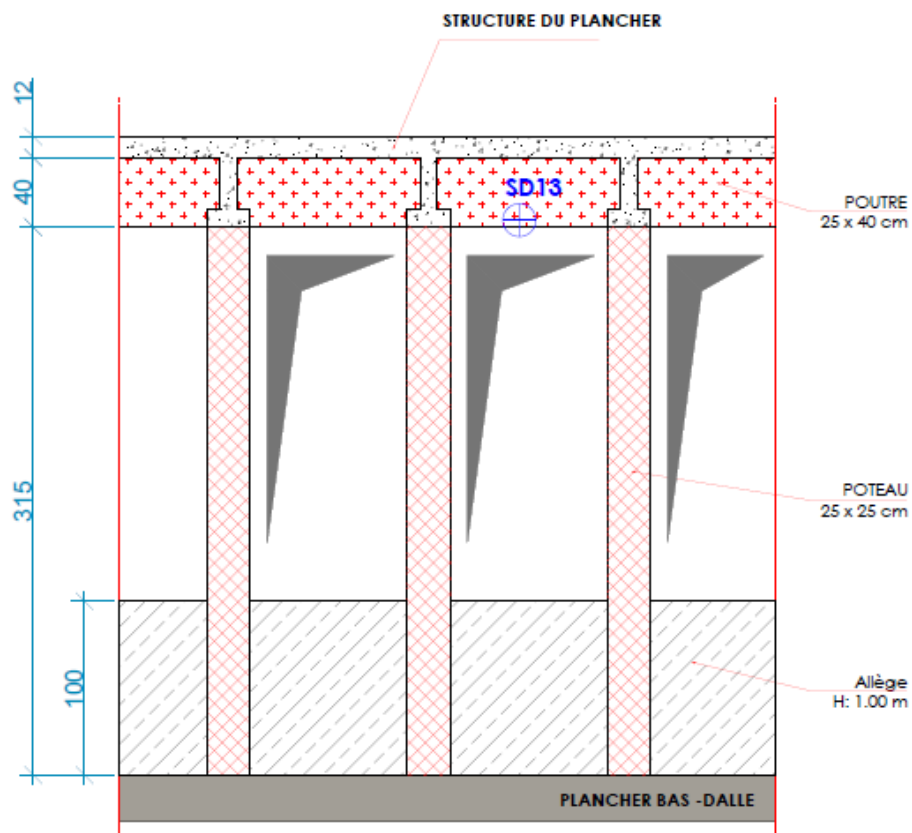


Figure 15 : Ossature béton armé - façade



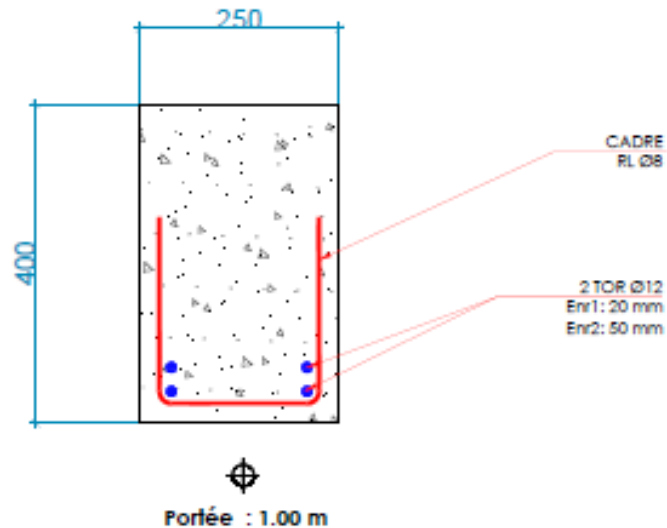
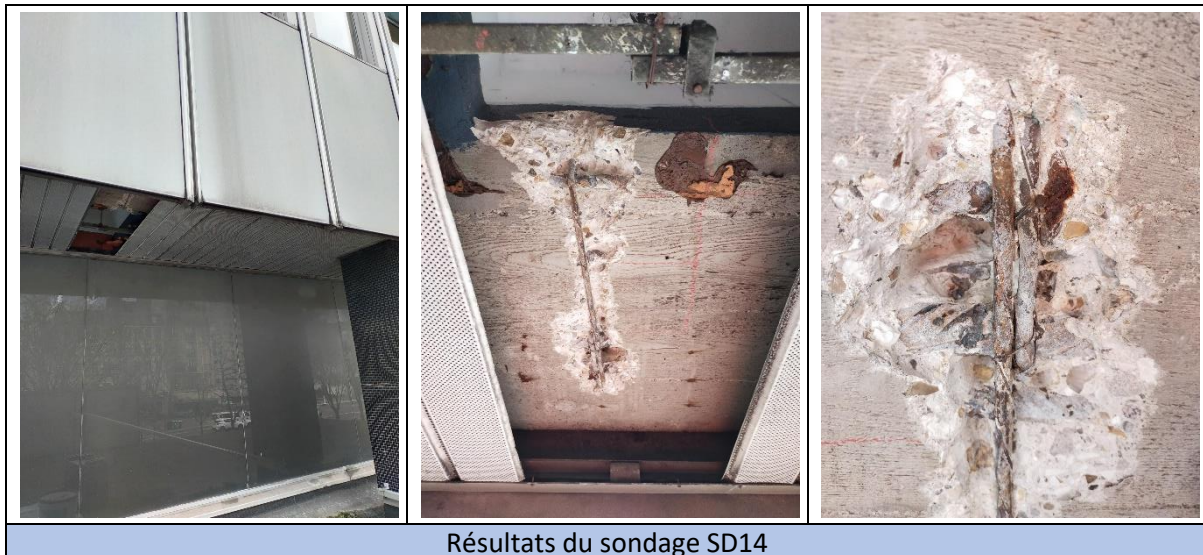


Figure 16 : Résultat du sondage SD13

### 5.12 Sondage destructif SD14 – Poutre façade

Le sondage est réalisé au niveau du plancher haut R+1 depuis l'extérieur. Il révèle une poutre en béton armé de section (60 x r=40) cm<sup>2</sup>.

Un reportage photographique ainsi qu'un détail explicatif sont présentés ci-dessous.



Résultats du sondage SD14

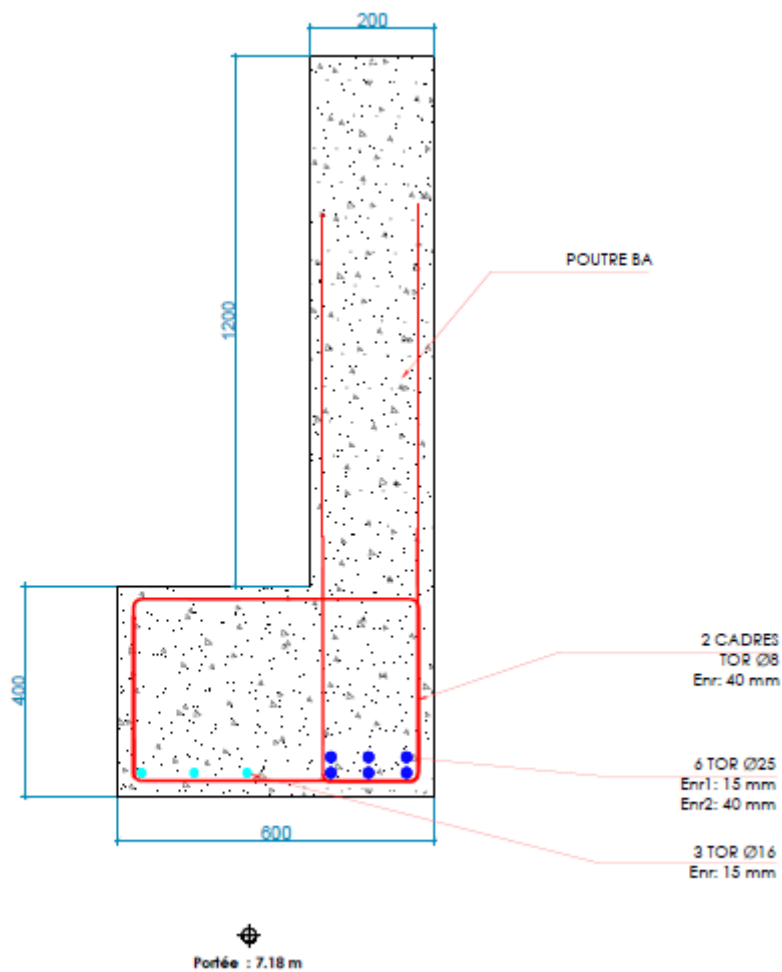
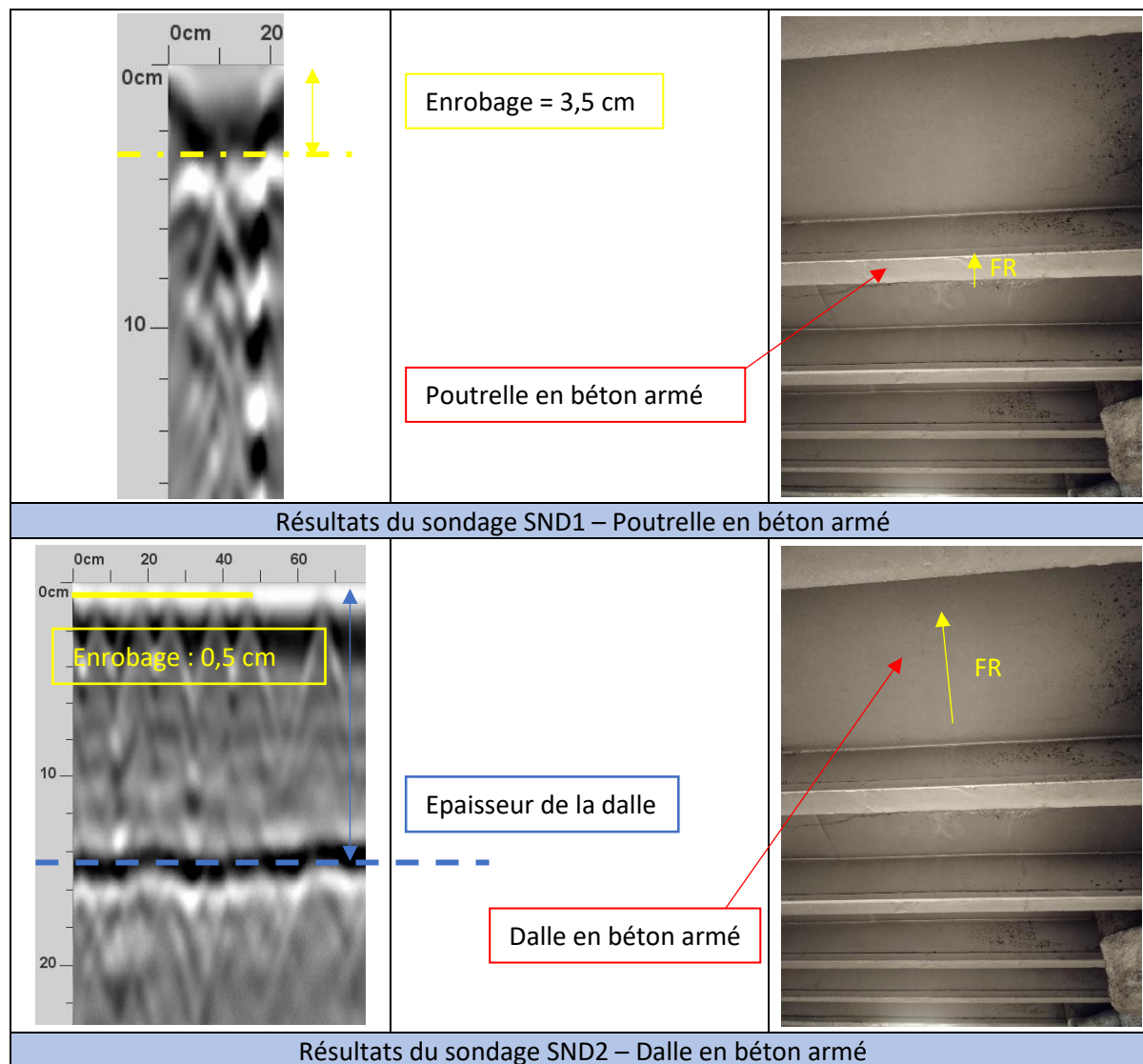


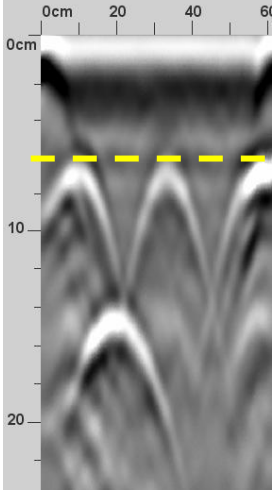

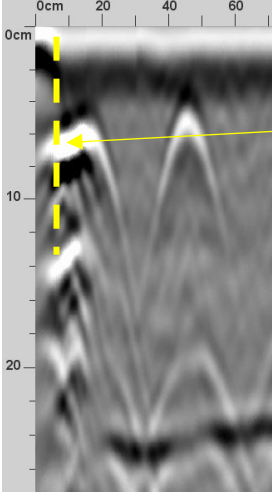

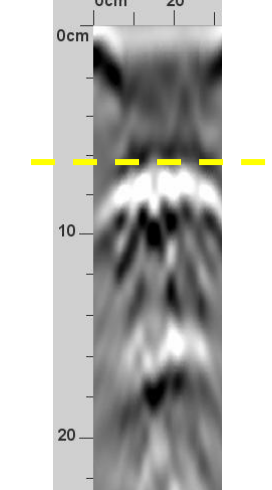

Figure 17 : Résultat du sondage SD14

### 5.13 Sondages non destructifs – Structure au-dessous du bâtiment

Les sondages non destructifs ont été réalisés via un STRUCTURASCAN. L'objectif est de déterminer la profondeur des armatures principales dans un élément en béton armé (enrobage) pour pouvoir estimer sa résistance au feu.

Des enregistrements radar ainsi qu'un reportage photographique sont disponibles ci-dessous.



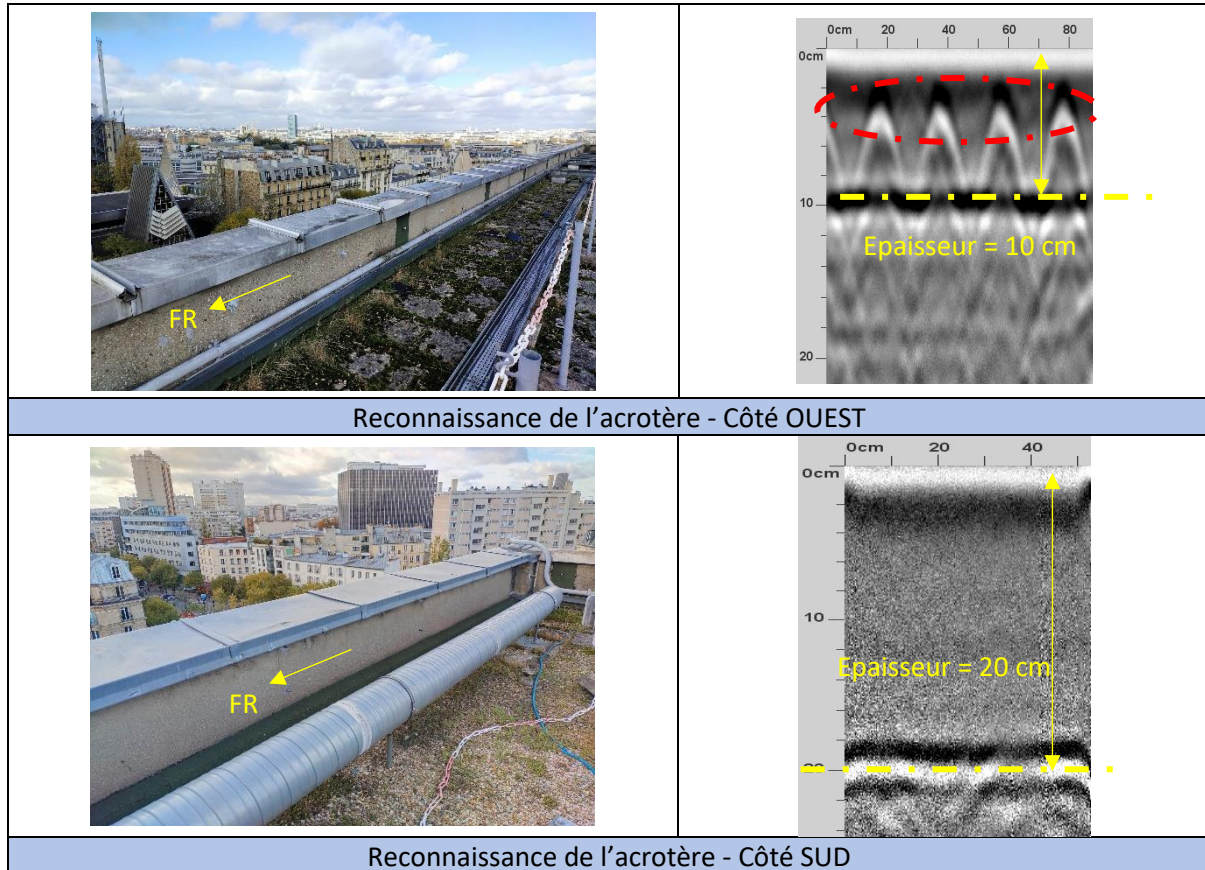
	<p>Enrobage : 6,3 cm</p> <p>Poteau en béton armé</p>	
Résultats du sondage SND3 – Poteau en béton armé		
	<p>Enrobage : 5 cm</p> <p>Poutre en béton armé</p>	
Résultats du sondage SND4 – Poutre en béton armé		
	<p>Enrobage : 6,5 cm</p> <p>Poutre en béton armé</p>	
Résultats du sondage SND5 – Poutre en béton armé		



### 5.14 Reconnaissance de l'acrotère du bâtiment – Sondage non destructif

Au regard des travaux envisagés au niveau de la façade principale du bâtiment, une reconnaissance de la structure de l'acrotère a été réalisée.

Des enregistrements radar ainsi qu'un reportage photographique sont présentés ci-dessous.



Les résultats montrent :

- Un acrotère en béton armé d'épaisseur 10 cm côté ouest du bâtiment ;
- Un acrotère en béton non armé d'épaisseur 20 cm côté sud.

Nous notons que, lors d'une inspection visuelle de la toiture terrasse, des désordres ont été relevés au niveau de l'acrotère côté EST.



De ce fait, nous préconisons de :

- Vérifier la profondeur de carbonatation dans le béton ;
- Eliminer le béton dégradé par dégarnissage, piquage... ;
- Traiter les parties corrodées des armatures par brossage ;
- Remplacer les armatures corrodées ;
- Reconstituer le béton afin de retrouver la géométrie de la structure.

## 6 Résultats des essais mécaniques

Des essais de caractérisation mécanique sur des échantillons prélevés sur site ont été réalisés et ont permis de statuer sur les résistances mécaniques à prendre en compte dans les calculs de capacité portante des éléments structuraux analysés.

Echantillons	Désignation	Description	Résultats (MPa)
SC1	Sondage carotte béton	Carotte de Ø80 mm /L : 160 mm	40
SC2	Sondage carotte béton	Carotte de Ø80 mm /L : 170 mm	30
SC3	Sondage carotte béton	Carotte de Ø80 mm /L : 150 mm	Carotte non exploitable
PR1	Prélèvement d'acier	RL Ø 6	264
PR2	Prélèvement d'acier	RL Ø 8	272

Compte tenu des résultats trouvés et de l'année de construction du bâtiment (1966), on retient pour les calculs une classe de résistance C30/35 pour le béton et une limite élastique de 240 MPa pour les armatures RL et de 420 MPa pour les armatures HA.

## 7 Calcul de la capacité portante

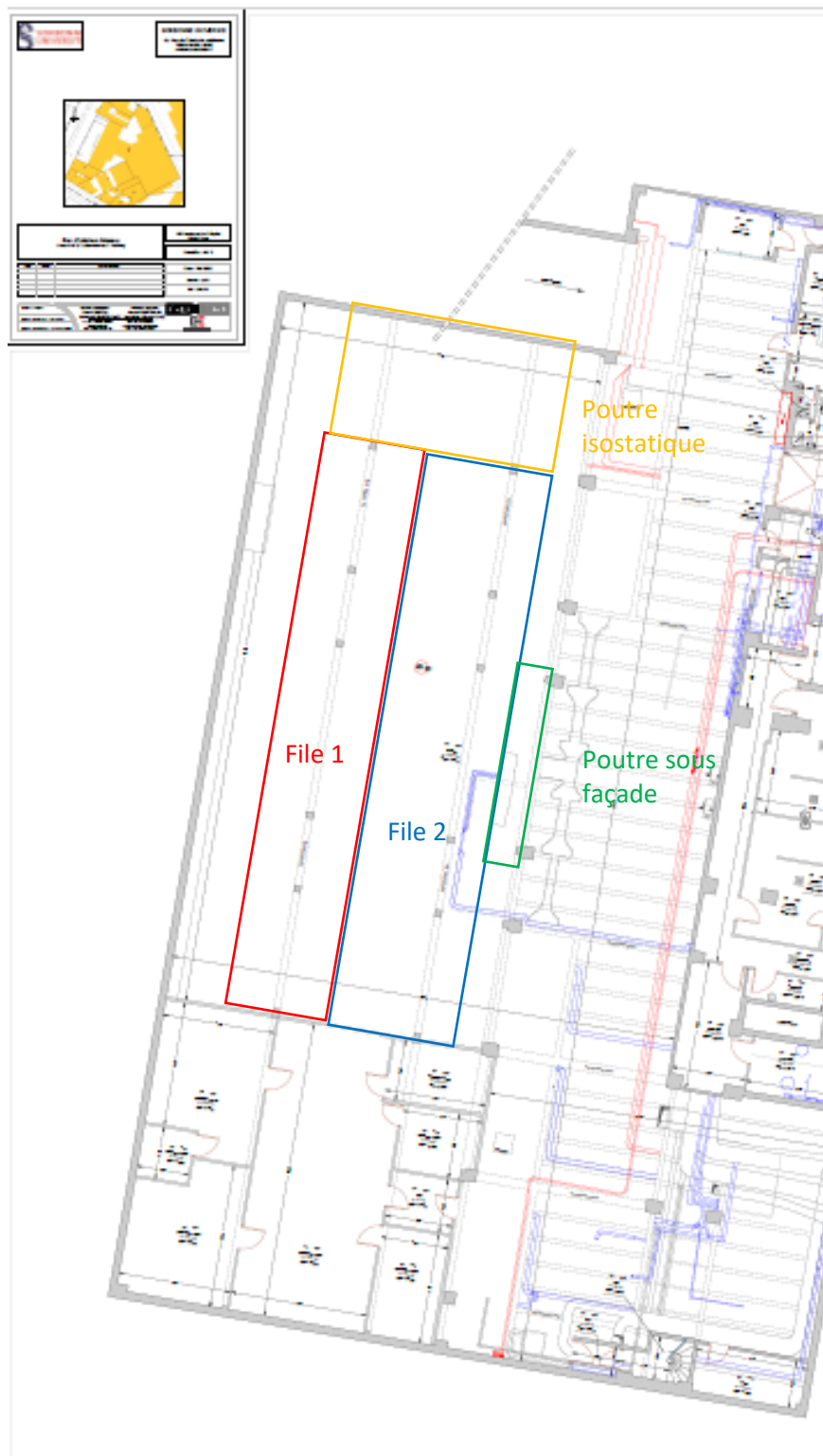


Figure 18 : Repérage des zones de calcul

### 7.1.1 Textes normatifs applicables

NFP 06-001 – Base de calcul des constructions – Charges d’exploitation des bâtiments.

NFP 06-004 – Base de calcul des constructions – Charges permanentes.

Eurocode 2 – Calcul des structures en béton armé.

### 7.1.2 Hypothèses sur les matériaux

- Acier TOR : Fe420 ;
- Acier RL : Fe240
- Béton : C30/35.

### 7.1.3 Hypothèses sur les charges

Les calculs ont été réalisés en prenant compte des masses volumiques et surfaciques suivantes :

- Poids volumique du béton armé : 2500 daN/m<sup>3</sup> ;
- Poids volumique du bitume : 2350 daN/m<sup>3</sup> ;
- Charge d’exploitation du RDC : 400 daN/m<sup>2</sup> ;
- Charge d’exploitation des planchers courants : 250 daN/m<sup>2</sup> ;
- Poids des planchers à poutrelles : 408 daN/m<sup>2</sup> ;
- Divers : 50 daN/m<sup>2</sup>.

### 7.1.4 Résultats de calcul des capacités portantes

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Les notes de calcul sont disponibles en annexe.

Zone de calcul	Élément	Capacité portante Q (kg/m <sup>2</sup> )
<b>File 1</b>	Poutres en béton armé	<b>550</b>
<b>File 2</b>	Poutres en béton armé	920
<b>SD2</b>	Dalle en béton armé	1298
<b>SD3</b>	Dalle en béton armé	2282
<b>SD5</b>	Poutre isostatique	<b>487</b>
<b>SD8</b>	Poteau en béton armé	3184
<b>SD10</b>	Poutre en béton armé	1216

Zone de calcul	Élément	MS / Mr (kN.m)
<b>SD12</b>	Poutre en béton armé supportant la façade du RDC et R+1	348,22 / 728,43
<b>SD14</b>	Poutre en béton armé supportant la façade principale (R+2-R+6)	1085,49 / 1533,39

Tableau 1 / 2 : Capacité portante des éléments sondés



## 8 Calcul de résistance au feu du PH SS – Méthode tabulée

Sondage non destructif	Elément	Résultats	Résistance au feu
<b>SND1</b>	Poutrelle en béton armé	Largeur : 17 cm Enrobage : 3,5 cm	R 60
<b>SND2</b>	Dalle en béton armé	Epaisseur : 15 cm Enrobage : 0,5 cm	< R 30
<b>SND3</b>	Poteau en béton armé	Largeur : 55 cm Enrobage : 6 cm	R 180
<b>SND4</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 20 cm Enrobage : 5 cm	R 90
<b>SND5</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 25 cm Enrobage : 6,5 cm	R 120
<b>SD1 / SD9</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 30 cm Enrobage : 1,5 cm	R 60
<b>SD2</b>	Dalle en béton armé	Epaisseur : 25 cm Enrobage : 3 cm	REI 120
<b>SD3</b>	Dalle en béton armé	Epaisseur : 15 cm Enrobage : 2 cm	REI 60
<b>SD4</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 30 cm Enrobage : 1,5 cm	R 60
<b>SD5</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 30 cm Enrobage : 2 cm	R 60
<b>SD6 / SD7</b>	Poteau en béton armé	A <sub>min</sub> : 20 cm Enrobage : 3 cm	R 30
<b>SD8</b>	Poteau en béton armé	A <sub>min</sub> : 30 cm Enrobage : 2 cm	R 30
<b>SD10</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 20 cm Enrobage : 2,5 cm	R 60
<b>SD12</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 25 cm Enrobage : 3 cm	R 60
<b>SD14</b>	Poutre en béton armé	Largeur : 25 cm Enrobage : 1,5 cm	R30

Tableau 2 : Résistance au feu du plancher haut SS

## 9 Conclusion

A la demande du service maîtrise d'ouvrage de la direction logistique et patrimoine de l'université de SORBONNE, la société UBIBAT a réalisé une mission de reconnaissance structurelle du parvis, situé au-dessus du parking sous-sol, et des poutres supportant la façade principale du bâtiment de la faculté de médecine.

Les objectifs du présent rapport sont :

- Reconnaissance de la structure du plancher haut sous-sol du parking ;
- Reconnaissance du complexe de revêtement du parvis ;
- Reconnaissance de l'ossature porteuse de la façade principale ;
- Calcul de la résistance au feu des structures ;
- Calcul de la capacité portante du parvis et des poutres façades.

Au regard des objectifs envisagés, une campagne de diagnostic structurel a été réalisée.

Un plan d'implantation des sondages est présenté au §4 du rapport.

Les résultats des investigations sont présentés dans le §5.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux présentés ci-dessous.

Zone de calcul	Elément	Capacité portante Q (kg/m²)
<b>File 1</b>	Poutres en béton armé	<b>550</b>
<b>File 2</b>	Poutres en béton armé	920
<b>SD2</b>	Dalle en béton armé	1298
<b>SD3</b>	Dalle en béton armé	2282
<b>SD5</b>	Poutre isostatique	<b>487</b>
<b>SD8</b>	Poteau en béton armé	3184
<b>SD10</b>	Poutre en béton armé	1216

Tableau 3 : Capacité portante du Parvis

Zone de calcul	Elément	MS / Mr (kN.m)
<b>SD12</b>	Poutre en béton armé supportant la façade du RDC et R+1	348,22 / 728,43
<b>SD14</b>	Poutre en béton armé supportant la façade principale (R+2-R+6)	1085,49 / 1533,39

Tableau 4: Capacité portante des poutres façade

Les résultats du calcul de la résistance au feu sont présentés au § 8 du rapport.

Les notes de calcul ainsi que les résultats du laboratoire sont disponibles en annexe.

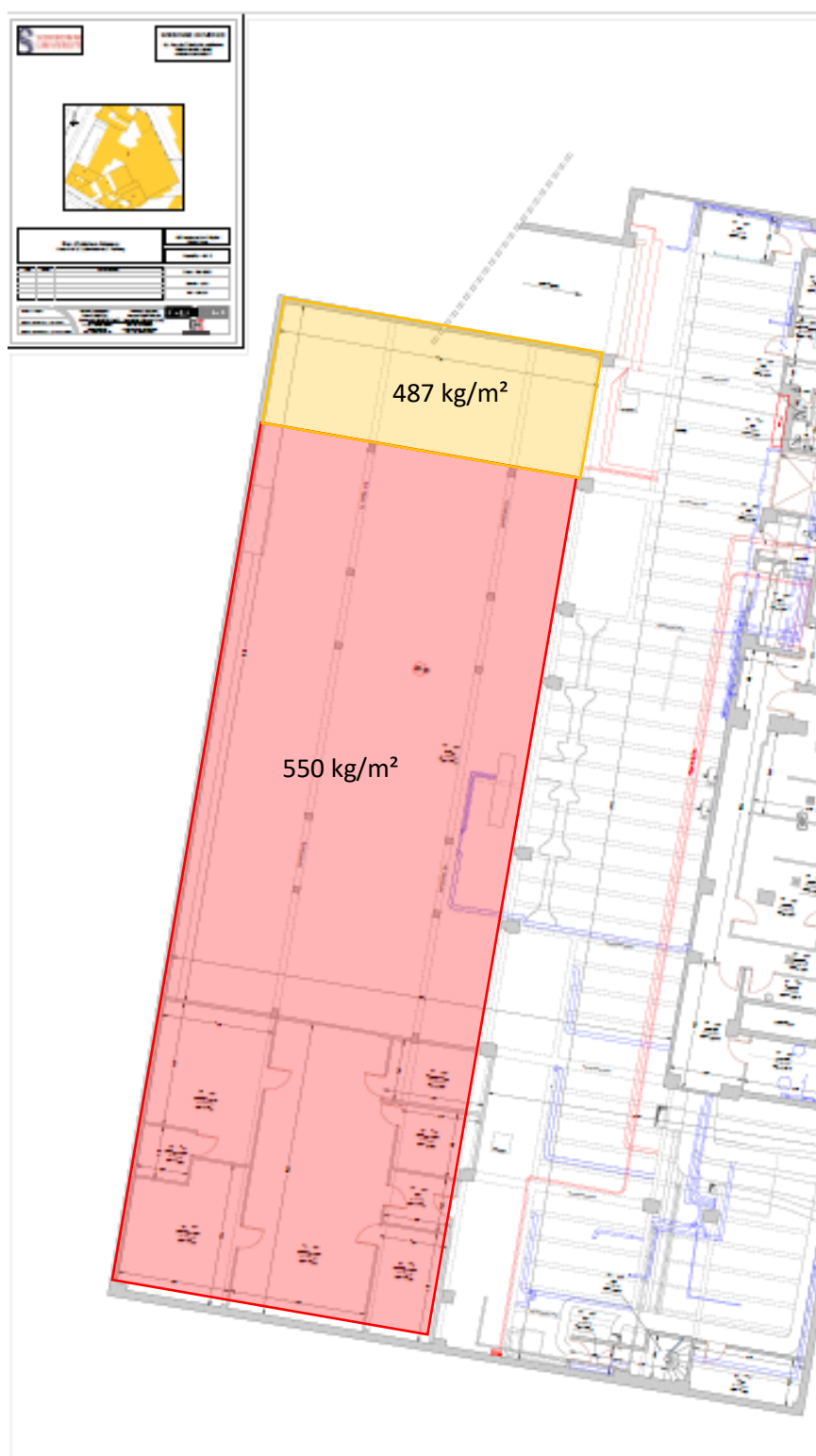


Figure 19 : Capacité portante du Parvis

## 10 Annexe 1 : Note de calcul – Calcul de la capacité portante

### 10.1 Calcul des moments résistants Mrd – File 1

L <sub>ut</sub>	7,4	m	portée utile
b	2,86	m	largeur table
h	1,05	m	hauteur totale
b <sub>w</sub>	0,3	m	largeur âme
h <sub>t</sub>	0,25	m	hauteur table
d	1,035	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures inférieures
d'	0,025	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures supérieures
f <sub>ck</sub>	30	MPa	résistance béton
γ <sub>c</sub>	1,5		coeff. béton ELU
f <sub>yk</sub>	420	MPa	limite élastique acier
γ <sub>s</sub>	1,15		coeff. acier ELU
classe acier	B		A=peu ductile, B=moyenn. duct., C=très duct., D=à palier
σ <sub>cd</sub>	0	MPa	contrainte limite béton ELS, sinon 0 → 0,6f <sub>ck</sub>
σ <sub>sd</sub>	0	MPa	contrainte limite acier ELS, sinon 0 → 0,8 f <sub>yk</sub>
α <sub>eq</sub>	15		coeff. d'équiv. en comb. caract. si = 0 → α <sub>eq</sub> = E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> =
appl. N	1		0=N <sub>Ed</sub> à mi-hauteur, =1= N <sub>Ed</sub> au cdg
AC	0		armatures comprimées acceptées ou non

$\sigma_{s,inf}$  20,00 MPa  
 $\sigma_{s,sup}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,inf}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,sup}$  33 MPa

$= 1 : f_{ctm,s} ; = 0 : f_{ctm}$

0

$\alpha_{eq} = E_s/E_c =$

$479,65$  en comb. car.  
 $19,99$  en comb. q.p.

Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	A <sub>s,inf</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>s,sup</sub> cm <sup>2</sup>	x m	σ <sub>s,inf</sub> MPa	σ <sub>s,sup</sub> MPa	σ <sub>c,sup</sub> MPa	σ <sub>c,inf</sub> MPa	section
ELU	0,633	0	15,71	0,00	0,0134	-391,4	-391,4	20,0	0,12	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0056	-336,0	0,00	0,12	0,00	PT

Figure 20 : Moment résistant de la travée intermédiaire -SD1 - File 1

L <sub>ut</sub>	5,2	m	portée utile
b	2,335	m	largeur table
h	1,05	m	hauteur totale
b <sub>w</sub>	0,3	m	largeur âme
h <sub>t</sub>	0,25	m	hauteur table
d	1,035	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures inférieures
d'	0,025	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures supérieures
f <sub>ck</sub>	30	MPa	résistance béton
γ <sub>c</sub>	1,5		coeff. béton ELU
f <sub>yk</sub>	420	MPa	limite élastique acier
γ <sub>s</sub>	1,15		coeff. acier ELU
classe acier	B		A=peu ductile, B=moyenn. duct., C=très duct., D=à palier
σ <sub>cd</sub>	0	MPa	contrainte limite béton ELS, sinon 0 → 0,6f <sub>ck</sub>
σ <sub>sd</sub>	0	MPa	contrainte limite acier ELS, sinon 0 → 0,8 f <sub>yk</sub>
α <sub>eq</sub>	15		coeff. d'équiv. en comb. caract. si = 0 → α <sub>eq</sub> = E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> =
appl. N	1		0=N <sub>Ed</sub> à mi-hauteur, =1= N <sub>Ed</sub> au cdg
AC	0		armatures comprimées acceptées ou non

$\sigma_{s,inf}$  20,00 MPa  
 $\sigma_{s,sup}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,inf}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,sup}$  33 MPa

$= 1 : f_{ctm,s} ; = 0 : f_{ctm}$

0

$\alpha_{eq} = E_s/E_c =$

$479,90$  en comb. car.  
 $20,00$  en comb. q.p.

Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	A <sub>s,inf</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>s,sup</sub> cm <sup>2</sup>	x m	σ <sub>s,inf</sub> MPa	σ <sub>s,sup</sub> MPa	σ <sub>c,sup</sub> MPa	σ <sub>c,inf</sub> MPa	section
ELU	0,405	0	10,04	0,00	0,0105	-391,4	-391,4	20,0	0,13	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0062	-336,0	0,00	0,13	0,00	PT

Figure 21 : Moment résistant de la travée de rive – SD4 - File 1

L <sub>ut</sub>	7,4	m	portée utile
b	0,3	m	largeur table
h	1,05	m	hauteur totale
b <sub>w</sub>	0,3	m	largeur âme
h <sub>t</sub>	0,25	m	hauteur table
d	0,954	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures inférieures
d'	0,025	m	hauteur utile <i>a priori</i> des armatures supérieures
f <sub>ck</sub>	30	MPa	résistance béton
γ <sub>c</sub>	1,5		coeff. béton ELU
f <sub>yk</sub>	420	MPa	limite élastique acier
γ <sub>s</sub>	1,15		coeff. acier ELU
classe acier	B		A=peu ductile, B=moyenn. duct., C=très duct., D=à palier
σ <sub>cd</sub>	0	MPa	contrainte limite béton ELS, sinon 0 → 0,6f <sub>ck</sub>
σ <sub>sd</sub>	0	MPa	contrainte limite acier ELS, sinon 0 → 0,8 f <sub>yk</sub>
α <sub>eq</sub>	15		coeff. d'équiv. en comb. caract. si = 0 → α <sub>eq</sub> = E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> =
appl. N	1		0=N <sub>Ed</sub> à mi-hauteur, =1= N <sub>Ed</sub> au cdg
AC	0		armatures comprimées acceptées ou non

$\sigma_{s,inf}$  20,00 MPa  
 $\sigma_{s,sup}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,inf}$  2,9 MPa  
 $\sigma_{c,sup}$  33 MPa

$= 1 : f_{ctm,s} ; = 0 : f_{ctm}$

0

$\alpha_{eq} = E_s/E_c =$

$482,78$  en comb. car.  
 $20,08$  en comb. q.p.

Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	A <sub>s,inf</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>s,sup</sub> cm <sup>2</sup>	x m	σ <sub>s,inf</sub> MPa	σ <sub>s,sup</sub> MPa	σ <sub>c,sup</sub> MPa	σ <sub>c,inf</sub> MPa	section
ELU	0,614	0	18,20	0,00	0,1426	-376,2	-376,2	20,0	0,41	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0171	-336,0	0,00	0,41	0,00	PT

Figure 22 : Moment résistant des appuis intermédiaires – SD11 - File 1



## 10.2 Calcul des moments sollicitants $M_s$ – File 1 ( $Q = 550 \text{ daN/m}^2$ )

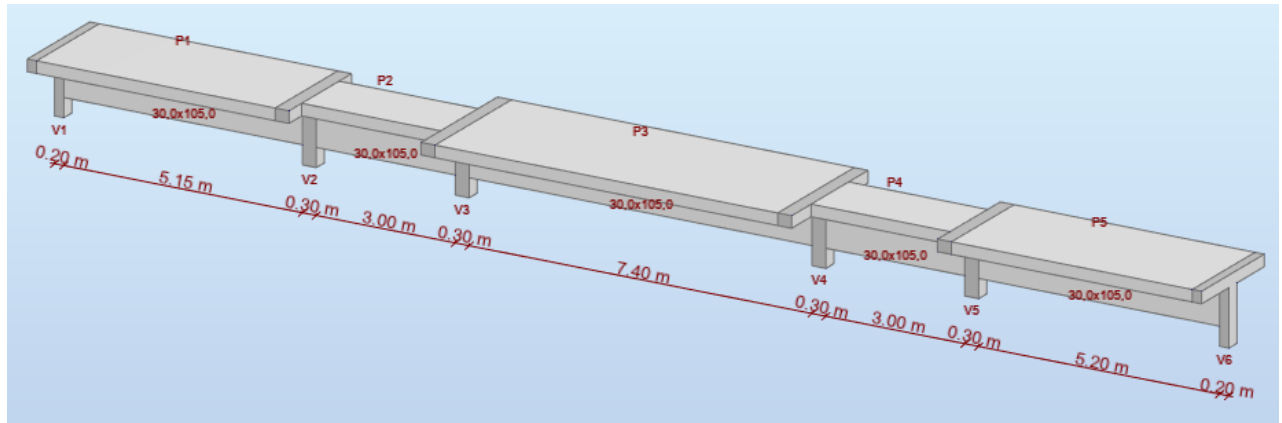


Figure 23 : Modélisation de la file 1

	Cas n°	Charge linéaire	Nature	Sous-nature	Liste	Position	Repère	Direction de la	Coordonnées	$\gamma$	Projection	x1 [m]	p1 [kN/m]
1	VOILE1	poids propre	permanent	Structurelle						1,35			
2	Poids du planch	uniforme	permanent	Non-structur	1A	haut	Local	Z	absolues	1,35	Non projetée		33,60
3	Com. Etanch	uniforme	permanent	Non-structur	1A	haut	Local	Z	absolues	1,35	Non projetée		6,32
4	Q1	uniforme	exploitatio	Catégorie A	1A	haut	Local	Z	absolues	1,50	Non projetée		29,59
*													

Figure 24 : Tableau de chargement de la file 1

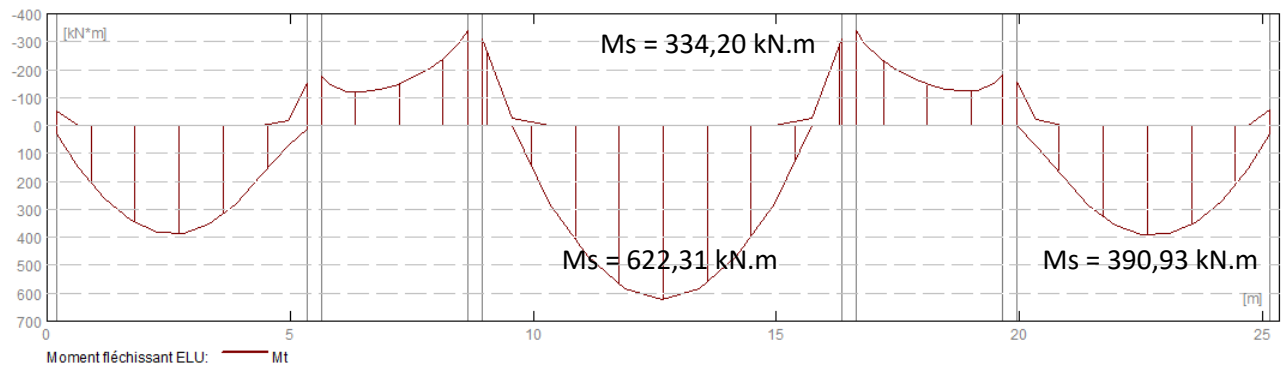
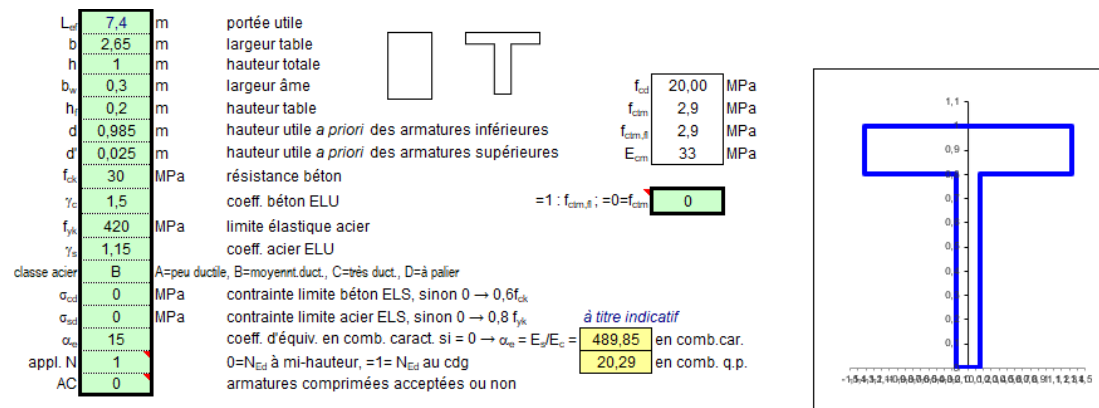


Figure 25 : Moments sollicitant (ELU) - file1

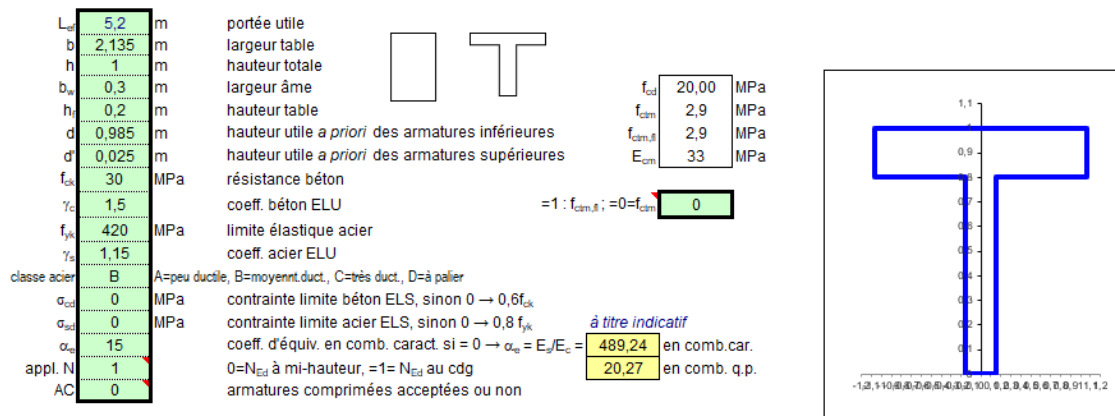
### 10.3 Calcul des moments résistants Mrd – File 2



Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	$A_{s,inf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s,sup}$ cm <sup>2</sup>	x m	$\sigma_{s,inf}$ MPa	$\sigma_{s,sup}$ MPa	$\sigma_{c,sup}$ MPa	$\sigma_{c,inf}$ MPa	section
ELU	0,602	0	15,71	0,00	0,0145	-391,4	-391,4	20,0	0,00	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0058	-336,0	0,00	0,13	0,00	PT

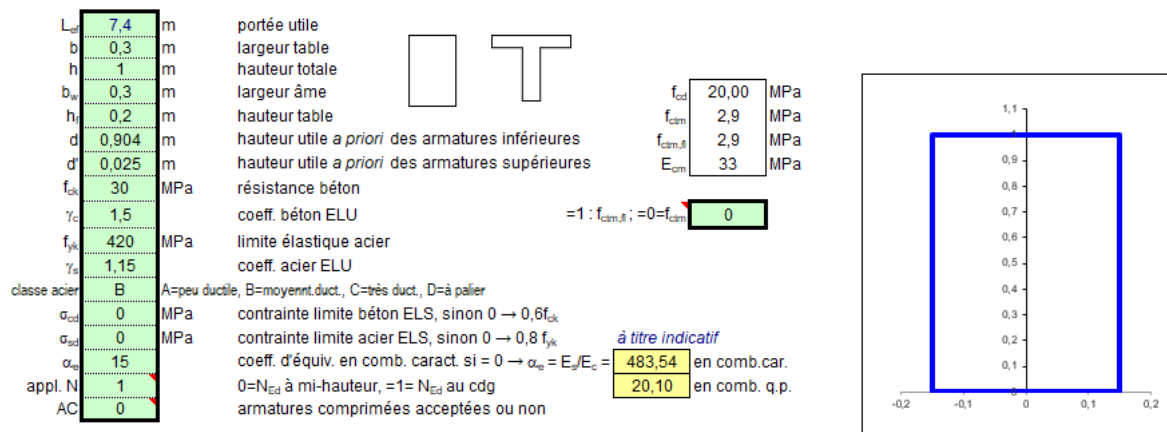
Figure 26 : Moment résistant de la travée intermédiaire – SD9 - File 2



Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	$A_{s,inf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s,sup}$ cm <sup>2</sup>	x m	$\sigma_{s,inf}$ MPa	$\sigma_{s,sup}$ MPa	$\sigma_{c,sup}$ MPa	$\sigma_{c,inf}$ MPa	section
ELU	0,385	0	10,03	0,00	0,0115	-391,4	-391,4	20,0	0,00	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0065	-336,0	0,00	0,15	0,00	PT

Figure 27 : Moment résistant de la travée de rive - File 2



Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment MNm	Eff.Norm. MN	$A_{s,inf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s,sup}$ cm <sup>2</sup>	x m	$\sigma_{s,inf}$ MPa	$\sigma_{s,sup}$ MPa	$\sigma_{c,sup}$ MPa	$\sigma_{c,inf}$ MPa	section
ELU	0,579	0	18,21	0,00	0,1424	-375,5	-375,5	20,0	0,00	PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0171	-336,0	0,00	0,43	0,00	PT

Figure 28 : Moment résistant des appuis intermédiaires - File 2

#### 10.4 Calcul des moments sollicitants $M_s$ – File 2 ( $Q = 920 \text{ daN/m}^2$ )

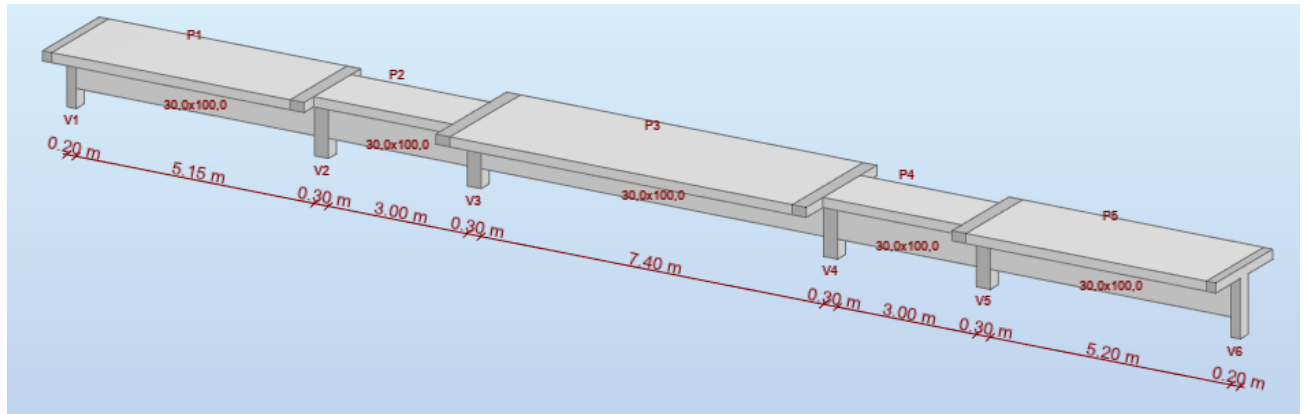


Figure 29 : Modélisation de la file 2

	Cas n°	Charge linéaire	Nature	Sous-nature	Liste	Position	Repère	Direction de la	Coordonnées	$\gamma$	Projection	x1 [m]	p1 [kN/m]
1	VOILE1	poids propre	permanent	Structurelle						1,35			
2	Poids du planch	uniforme	permanent	Non-structur	1A	haut	Local	Z	absolues	1,35	Non projetée		21,88
3	Com. Etanch	uniforme	permanent	Non-structur	1A	haut	Local	Z	absolues	1,35	Non projetée		5,17
4	Q1	uniforme	exploitatio	Catégorie A	1A	haut	Local	Z	absolues	1,50	Non projetée		40,48
*													

Figure 30 : Tableau de chargement de la file 2

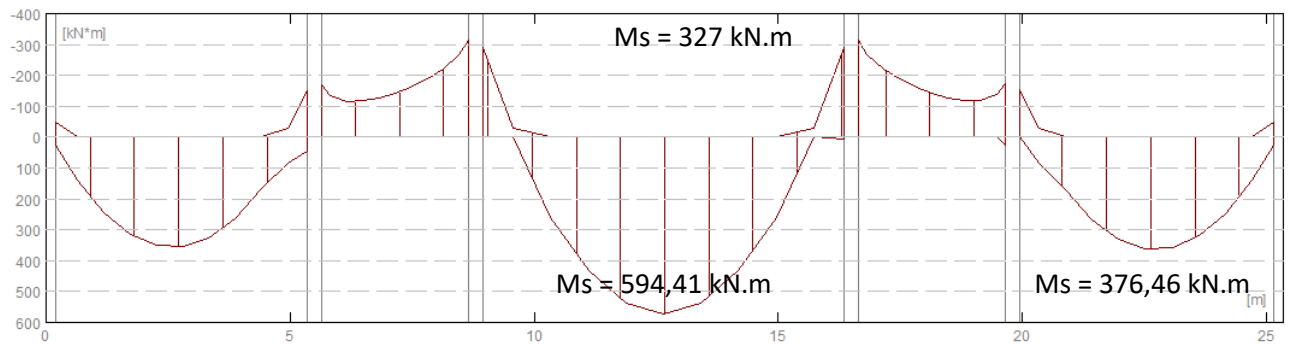




Figure 31 : Moments sollicitant (ELU) - file2

## 10.5 Calcul de la capacité portante de la dalle – SD2

---

**Caractéristiques géométriques de la poutre - SD2**

**Poutre**

Hauteur de la poutre	$h =$	<input type="text" value="0,25"/>	m
Largeur de la dalle	$b =$	<input type="text" value="1"/>	m
Portée de la dalle	$L =$	<input type="text" value="6"/>	m
Entraxe	$E =$	<input type="text" value="1"/>	m

---

**Béton**

Résistance caractéristique en compression du béton	$f_{ck} =$	<input type="text" value="30"/>	MPa
Coefficient partiel de sécurité du béton	$\gamma_c =$	<input type="text" value="1,5"/>	
Masse volumique du béton	$\rho =$	<input type="text" value="25"/>	kN/m <sup>3</sup>
Diagramme de calcul		<input type="text" value="Parabole-rectangle"/>	
Résistance de calcul à la compression	$f_{cd} =$	<input type="text" value="20,0"/>	MPa

---

**Acier**

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier	$f_{yk} =$	<input type="text" value="420"/>	MPa
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	$\gamma_s =$	<input type="text" value="1,15"/>	
Module d'élasticité de l'acier	$E_s =$	<input type="text" value="200000"/>	MPa
Diagramme de calcul		<input type="text" value="Palier Horizontal"/>	
Limite d'élasticité de calcul de l'acier	$f_{yd} =$	<input type="text" value="365,2"/>	MPa

**Armatures longitudinales en place**

	Nb	$\phi$ barres (mm)	Enrobage (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
1er lit	<input type="text" value="6"/>	<input type="text" value="20"/>	<input type="text" value="3"/>	18,85
2ème lit	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	0,00
3ème lit	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	0,00
4ème lit	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	0,00

Section totale d'aciers en place	$A_{st} =$	<input type="text" value="18,85"/>	cm <sup>2</sup>
Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle	$d =$	<input type="text" value="21,00"/>	cm
Position de l'axe neutre / fsup de la dalle	$x =$	<input type="text" value="4,30"/>	cm
Bras de levier	$z =$	<input type="text" value="19,28"/>	cm

**Moment résistant de la poutre**

$M_{rd} =$	<input type="text" value="132,72"/>	kNm
------------	-------------------------------------	-----

---

**Charges**

Charges permanentes pondérées

Poids propre du plancher	<input type="text" value="6,25"/>	kN/ml
Complexe de revêtement	<input type="text" value="1,18"/>	kN/ml
Poids propre de la poutre	<input type="text" value=""/>	kN/ml
Faux plafond	<input type="text" value=""/>	kN/ml
Somme	<input type="text" value="7,43"/>	kN/ml

**Moment en travée sous poids propre**

$M_g =$	<input type="text" value="33,41"/>	kNm
---------	------------------------------------	-----

---



**Moment fléchissant**

Charges d'exploitation admissibles à l'ELU

Moment admissible sans pondération	$M_q =$	<input type="text" value="87,61"/>	kNm
Charge admissible	$Q \leq$	<input type="text" value="12,98"/>	kN/m <sup>2</sup>



## 10.6 Calcul de la capacité portante de la dalle – SD3

---

**Caractéristiques géométriques de la poutre - SD3**

**Poutre**

Hauteur de la poutre	h=	0,15	m
Largeur de la dalle	b=	1	m
Portée de la dalle	L=	2,75	m
Entraxe	E=	1	m

---

**Béton**

Résistance caractéristique en compression du béton	fck=	30	MPa
Coefficient partiel de sécurité du béton	γc=	1,5	
Masse volumique du béton	ρ=	25	kN/m3
Diagramme de calcul		Parabole-rectangle	
Résistance de calcul à la compression	fcd=	20,0	MPa

---

**Acier**

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier	fyk=	420	MPa
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	γs=	1,15	
Module d'élasticité de l'acier	Es=	200000	MPa
Diagramme de calcul		Palier Horizontal	
Limite d'élasticité de calcul de l'acier	fyd=	365,2	MPa

**Armatures longitudinales en place**

	Nb	φ barres (mm)	Enrobage (cm)	As (cm2)
1er lit	6	14	2	9,24
2ème lit	0	0	0	0,00
3ème lit	0	0	0	0,00
4ème lit	0	0	0	0,00

Section totale d'aciers en place	Ast=	9,24	cm2
Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle	d=	12,30	cm
Position de l'axe neutre / fsup de la dalle	x=	2,11	cm
Bras de levier	z=	11,46	cm

**Moment résistant de la poutre**

Mrd= 38,65 kNm

---

**Charges**

Charges permanentes pondérées

Poids propre du plancher	3,75	kN/ml
Complexe de revêtement	1,18	kN/ml
Poids propre de la poutre		kN/ml
Faux plafond		
Somme	4,93	kN/ml

**Moment en travée sous poids propre**

Mg= 4,66 kNm

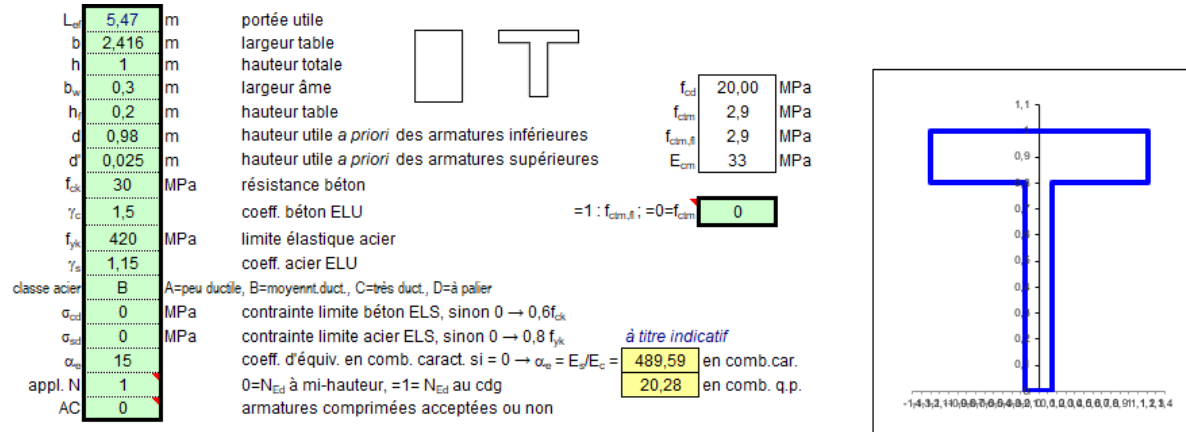
---

**Moment fléchissant**

Charges d'exploitation admissibles à l'ELU

Moment admissible sans pondération	Mq=	32,36	kNm
Charge admissible	Q ≤	22,82	kN/m²

## 10.7 Calcul de la capacité portante de la poutre isostatique – SD5



Pour la détermination des armatures à mi-travée

	Moment	Eff.Norm.	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	x	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	section
	MNm	MN	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	m	MPa	MPa	MPa	MPa	
ELU	0,294	0	7,69	0,00	0,0078	-391,4	-391,4	20,0		PT
ELS car.	0,001	0	0,03	0,00	0,0061	-336,0	0,00	0,14	0,00	PT

Figure 32 : Calcul du moment résistant de la poutre

UBIBAT Diagnostic

SORBONNE UNIVERSITÉ

### Caractéristiques géométriques de la poutre - SD5

**Poutre**

Hauteur de la poutre  $h=$  1 m

Largeur de la dalle  $b=$  0,3 m

Portée de la dalle  $L=$  5,47 m

Entraxe  $E=$  4,38 m

**Béton**

Résistance caractéristique en compression du béton  $f_{ck}=$  30 MPa

Coefficient partiel de sécurité du béton  $\gamma_c=$  1,5

Masse volumique du béton  $\rho=$  25 kN/m<sup>3</sup>

Diagramme de calcul **Parabole-rectangle**

Résistance de calcul à la compression  $f_{cd}=$  20,0 MPa

**Acier**

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier  $f_{yk}=$  420 MPa

Coefficient partiel de sécurité de l'acier  $\gamma_s=$  1,15

Module d'élasticité de l'acier  $E_s=$  200000 MPa

Diagramme de calcul **Palier Horizontal**

Limite d'élasticité de calcul de l'acier  $f_{yd}=$  365,2 MPa

**Armatures longitudinales en place**

	Nb	$\phi$ barres (mm)	Enrobage (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
1er lit	5	14	2	7,70
2ème lit	0	0	0	0,00
3ème lit	0	0	0	0,00
4ème lit	0	0	0	0,00

Section totale d'aciers en place  $A_{st}=$  7,70 cm<sup>2</sup>

Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle  $d=$  97,30 cm

Position de l'axe neutre / fsup de la dalle  $x=$  5,86 cm


Bras de levier  $z=$  94,96 cm

**Moment résistant de la poutre**



$M_{rd}=$  294,00 kNm

Charges	
<u>Charges permanentes pondérées</u>	
Poids propre du plancher	21,90 kN/ml
Complexe de revêtement	5,15 kN/ml
Poids propre de la poutre	7,50 kN/ml
Faux plafond	
Somme	34,55 kN/ml
<b>Moment en travée sous poids propre</b>	$M_g = 129,21$ kNm
Moment fléchissant	
<u>Charges d'exploitation admissibles à l'ELU</u>	
Moment admissible sans pondération	$M_q = 119,57$ kNm
Charge admissible	$Q \leq 4,87$ kN/m²

## 10.8 Calcul de la capacité portante du poteau le plus sollicité – SD8

			
Caractéristique géométrique du poteau SD8			
Hauteur du poteau	$h =$	2,9	m
Largeur du poteau	$a =$	0,3	m
Epaisseur du poteau	$b =$	0,3	m
Acier			
nbre de barre	$n =$	4	
Diamètre des barres	$\varnothing$ barres	1,4	cm
Section d'acier	$A =$	0,061575216	cm²
Limite caractéristique de l'acier	$f_{yk} =$	420	Mpa
Enrobage des aciers	$d =$	0,031	m
Béton			
Résistance à la compression	$f_{c28} =$	30	MPa
Longueur de flambement	$l_f =$	2,03	m
Résistance caractéristique du béton	$f_{cd}$	20,00	MPa
Calcul de l'effort résistant du voile			
	$\gamma_s$	1,15	
	$\lambda$	23,44	
	$\alpha$	0,752	
	$k_s$	1	
	$k_h$	1	
Effort résistant	$N_{RD} =$	137,13	T
Effort sollicitant	$N_s =$	27,270	T
Capacité portante	$q =$	3,184	T

## 10.9 Calcul de la capacité portante de la poutre sous façade – SD10

---

**Caractéristiques géométriques de la poutre - SD10**

**Poutre**

Hauteur de la poutre	h=	1,1	m
Largeur de la dalle	b=	0,2	m
Portée de la dalle	L=	7,41	m
Entraxe	E=	1,38	m

---

**Béton**

Résistance caractéristique en compression du béton	fck=	30	MPa
Coefficient partiel de sécurité du béton	γc=	1,5	
Masse volumique du béton	ρ=	25	kN/m <sup>3</sup>
Diagramme de calcul		Parabole-rectangle	
Résistance de calcul à la compression	fcd=	20,0	MPa

---

**Acier**

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier	fyk=	420	MPa
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	γs=	1,15	
Module d'élasticité de l'acier	Es=	200000	MPa
Diagramme de calcul		Palier Horizontal	
Limite d'élasticité de calcul de l'acier	fyd=	365,2	MPa

**Armatures longitudinales en place**

	Nb	φ barres (mm)	Enrobage (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
1er lit	4	16	2,5	8,04
2ème lit	0	0	0	0,00
3ème lit	0	0	0	0,00
4ème lit	0	0	0	0,00

Section totale d'aciers en place	Ast=	8,04	cm <sup>2</sup>
Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle	d=	106,70	cm
Position de l'axe neutre / fsup de la dalle	x=	9,18	cm
Bras de levier	z=	103,03	cm

**Moment résistant de la poutre**

Mrd=	302,62	kNm
------	--------	-----

---

**Charges**

Charges permanentes pondérées

Poids propre du plancher	6,90	kN/ml
Complexe de revêtement	1,62	kN/ml
Poids propre de la poutre	5,50	kN/ml
Faux plafond		
Somme	14,02	kN/ml

**Moment en travée sous poids propre**

Mg=	96,24	kNm
-----	-------	-----

---

**Moment fléchissant**

Charges d'exploitation admissibles à l'ELU

Moment admissible sans pondération	Mq=	172,70	kNm
Charge admissible	Q ≤	12,16	kN/m <sup>2</sup>



### 10.10 Calcul de la capacité portante de la poutre SD12

La poutre SD12 fait partie de la structure du plancher haut du parking. D'après l'inspection visuelle, cet élément supporte :

- Le plancher haut SS ;
- L'ossature béton de la façade des niveau RDC et R+1 du bâtiment ;
- Le plancher haut RDC.

#### Calcul de descente de charge g

- Charge de l'ossature porteuse (poteau 25x25 / poutre 25x r = 40) de la façade du RDC et R+1 :  
 $((0,25 \times 0,25 \times 3,7) + (0,25 \times 0,52 \times 1)) \times 2500 = 903 \times 2 = 1806 \text{ daN/ml}$  ;
- Charge du plancher haut RDC =  $408 \times 5,1/2 = 1041 \text{ daN/ml}$  ;
- Charge du plancher haut SS =  $0,18 \times 2500 \times 1,4 + 408 \times 5,1/2 = 1671 \text{ daN/ml}$  ;
- Poids propre de la poutre =  $0,25 \times 1,13 \times 2500 = 706,25 \text{ daN/ml}$ .

#### Calcul de la descente de charge g'

- Divers =  $50 \times (1,4 + (5,1/2) + (5,1/2)) = 325 \text{ daN/ml}$ .

#### Calcul de la descente de charge Q


- Charge d'exploitation du PB RDC =  $250 \times 1,4 + 400 \times (5,1/2) = 1370 \text{ daN/ml}$  ;
- Charge d'exploitation du PB R+1 =  $250 \times (5,1/2) = 638 \text{ daN/ml}$ .


#### Calcul du moment sollicitant

- $M_s = 1,35 (g + g') + 1,5 Q \times 5,15^2 / 8 = 348,22 \text{ KN.m}$

#### Moment résistant Mr (voir feuille de calcul ci-dessous)

- $M_r = 728,43 \text{ kN.m}$





---

**Caractéristiques géométriques de la poutre - SD12**

**Poutre**

Hauteur de la poutre	h=	1,13	m
Largeur de la dalle	b=	0,25	m
Portée de la dalle	L=	5,15	m
Entraxe	E=	3,95	m

---

**Béton**

Résistance caractéristique en compression du béton	fck=	30	MPa
Coefficient partiel de sécurité du béton	γc=	1,5	
Masse volumique du béton	ρ=	25	kN/m <sup>3</sup>
Diagramme de calcul		Parabole-rectangle	
Résistance de calcul à la compression	fcd=	20,0	MPa

---

**Acier**

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier	fyk=	420	MPa
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	γs=	1,15	
Module d'élasticité de l'acier	Es=	200000	MPa
Diagramme de calcul		Palier Horizontal	
Limite d'élasticité de calcul de l'acier	fyd=	365,2	MPa

---

**Armatures longitudinales en place**

	Nb	φ barres (mm)	Enrobage (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
1er lit	4	25	3	19,63
2ème lit	0	0	0	0,00
3ème lit	0	0	0	0,00
4ème lit	0	0	0	0,00

---

Section totale d'aciers en place	Ast=	19,63	cm <sup>2</sup>
Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle	d=	108,75	cm
Position de l'axe neutre / fsup de la dalle	x=	17,93	cm
Bras de levier	z=	101,58	cm

---

**Moment résistant de la poutre**

Mrd=	728,43	kNm
------	--------	-----

Figure 33 : Moment résistant de la poutre SD12

### 10.11 Calcul de la capacité portante de la poutre SD14

La poutre SD14 fait partie de la structure du plancher haut R+1. D'après l'inspection visuelle, cet élément supporte :

- Le plancher bas du R+2, R+3, R+4, R+5, R+6 et la toiture terrasse ;
- L'ossature béton de la façade des niveau intermédiaires.

#### Calcul de descente de charge g

- Charge de l'ossature porteuse (poteau 25x25 / poutre 25x r = 40) de la façade :  
 $((0,25 \times 0,25 \times 3,7) + (0,25 \times 0,52 \times 1)) \times 2500 = 903 \times 5 = 4515 \text{ daN/ml}$  ;
- Charge des planchers intermédiaires =  $5 \times 408 \times 7,9/2 = 8058 \text{ daN/ml}$  ;
- Charge de la toiture terrasse (y compris le complexe d'étanchéité) :  
 $(408 + 132) \times 7,9/2 = 2133 \text{ daN/ml}$  ;
- Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 1,6 \times 2500 = 1000 \text{ daN/m}$ .

#### Calcul de la descente de charge g'

- Divers =  $6 \times 50 \times (7,9/2) = 1185 \text{ daN/ml}$ .

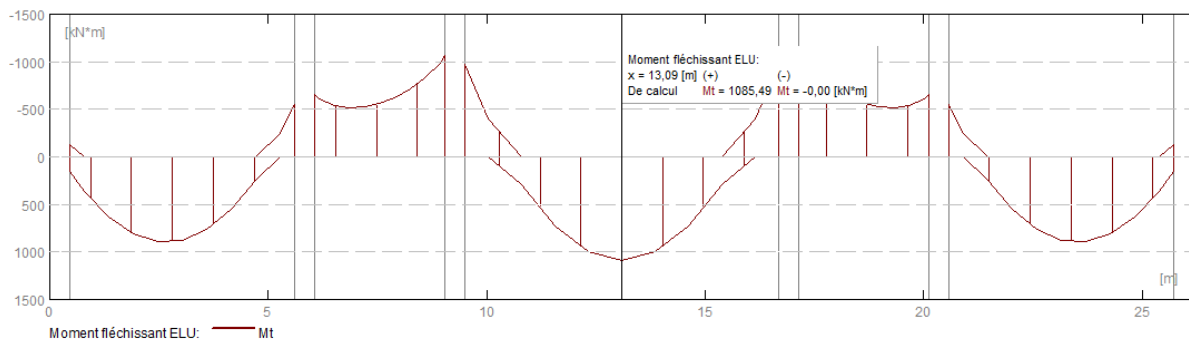
#### Calcul de la descente de charge Q

- Charge d'exploitation =  $(5 \times 250 \times (7,9/2)) + (80 \times (7,9/2)) = 5253,5 \text{ daN/ml}$  ;

#### Calcul du moment sollicitant à l'ELU

- $M_s = 1085,49 \text{ KN.m}$

	Nature	Sous-nature	Liste	Position	Repère	Direction de la	Coordonnées	$\gamma$	Projection	x1 [m]	p1 [kN/m]
1	permanent	Structurelle	1A	haut	Local	Z	absolues	1,35	Non projetée		158,91
2	permanent	Structurelle						1,35			
3	exploitation	Catégorie A	1A	haut	Local	Z	absolues	1,50	Non projetée		52,54
*											



#### Moment résistant Mr (voir feuille de calcul ci-dessous)

- $M_r = 1533,39 \text{ kN.m}$

## Caractéristiques géométriques de la poutre - SD14

Poutre

Hauteur de la poutre	$h=$	1,6	m
Largeur de la dalle	$b=$	0,2	m
Portée de la dalle	$L=$	7,18	m
Entraxe	$E=$	3,625	m

## Béton

Résistance caractéristique en compression du béton	$f_{ck}=$	30	MPa
Coefficient partiel de sécurité du béton	$\gamma_c=$	1,5	
Masse volumique du béton	$\rho=$	25	kN/m <sup>3</sup>
Diagramme de calcul		Parabole-rectangle	
Résistance de calcul à la compression	$f_{cd}=$	20,0	MPa

## Acier

Limite d'élasticité caractéristique de l'acier	$f_{yk}=$	420	MPa
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	$\gamma_s=$	1,15	
Module d'élasticité de l'acier	$E_s=$	200000	MPa
Diagramme de calcul		Palier Horizontal	
Limite d'élasticité de calcul de l'acier	$f_{yd}=$	365,2	MPa

Armatures longitudinales en place

	Nb	$\phi$ barres (mm)	Enrobage (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
1er lit	3	25	1,5	14,73
2ème lit	3	25	4	14,73
3ème lit				0,00
4ème lit	0	0	0	0,00

Section totale d'aciers en place	$A_{st}=$	29,45	cm <sup>2</sup>
Distance entre cdg des armatures et fsup de la dalle	$d=$	156,00	cm
Position de l'axe neutre / fsup de la dalle	$x=$	33,61	cm
Bras de levier	$z=$	142,55	cm

Moment résistant de la poutre

$M_{rd}=$	1533,39	kNm
-----------	---------	-----



## 11 Annexe 2 : Méthode tabulée – Calcul de la résistance au feu du PH SS

Résistance au feu normalisée	Dimensions minimales (mm)			
	Largeur des poteaux $b_{min}$ / distance axe-parement $a$ des barres principales			
	Poteau exposé sur plus d'un côté			Poteau exposé sur un seul côté
	$\mu_n = 0.2$	$\mu_n = 0.5$	$\mu_n = 0.7$	$\mu_n = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

\*\*  
Minimum 8 barres  
Pour les poteaux en béton précontraint, il convient de noter l'augmentation de la distance de l'axe au parement selon 4.2.2. (4).

Figure 34 : Résistance au feu - poteau

Résistance au feu normalisée	Dimensions minimales (mm)				Épaisseur d'âme $b_w$		
	Combinaisons possibles de $a$ et de $b_{min}$ , $a$ étant la distance moyenne des axes des armatures au parement et $b_{min}$ étant la largeur de la poutre				Classe WA	Classe WB	Classe WC
	2	3	4	5	6	7	8
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}= 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{min}= 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{min}= 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{min}= 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{min}= 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{min}= 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

$a_{iso} = a + 10mm$  (voir note ci-dessous)

Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).

$a_{iso}$  est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de  $b_{min}$  supérieures à celles données dans la colonne 4, aucune augmentation de la valeur de  $a_{iso}$  n'est requise.

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Figure 35 : Résistance au feu - poutre isostatique

Résistance au feu normalisée	Dimensions minimales (mm)			
	Épaisseur de la dalle $h_x$ (mm)	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs	
			$l_x/l_y \leq 1.5$	$1.5 < l_x/l_y \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  et  $l_y$  sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit),  $l_y$  étant la portée la plus longue.

Il convient de prendre en compte pour les dalles précontraintes, l'augmentation de la distance des axes d'armatures à la sous-face, conformément à 5.2(5).

La distance  $a$  des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Figure 36 : Résistance au feu – dalle

## 12 Annexe 3 : Résultats des essais mécaniques

# LAFARGE BETONS - Laboratoire Vallée de Seine

## Service Qualité

4 avenue du Pt Salvador Allende - 94400 VITRY-SUR-SEINE

Vitry, le 29 novembre 2023

### Client - Chantier

Entreprise: EDYS  
 Chantier: non communiqué  
 Ouvrage: non communiqué  
 Destinataire: non communiqué

## PROCES-VERBAL D'ESSAI DE COMPRESSION SUR CAROTTES

### IDENTIFICATION DE L'ESSAI : (d'information)

- N° de l'essai : EDYS 1 et 2
- Date coulage : non communiqué
- Date carottage : non communiqué
- Date essai : 28/11/23
- Echéance : inconnue
- Type de béton : non communiqué

#### Résistances mécaniques en MPa sur carotte

carotte n°	1	2		Moyenne
diamètre $\phi$ (cm)	7,30	7,40		
hauteur H (cm)	14,70	15,00		
élancement (= H/ $\phi$ )	2,01	2,03		
volume (cm <sup>3</sup> )	615	645		
masse (g)	1449,0	1467,0		
MV (T/m <sup>3</sup> )	2,355	2,274		2,315
Rc (KN)	111,0	151,6		
<b>Rc (MPa) (= Rc(N)/surface(mm<sup>2</sup>))</b>	26,5	35,2		
carotte élancement 2, mais diamètre <150, donc selon EN 13791 K1 =	1,14	1,14		
Rc (éq 16/32) corrigé par K1	30,2	40,2		
carotte élancement entre 1 et 2, donc selon EN 13791 K2 =	1,0	1,0		
Rc (éq 16/32) corrigé par K2	30,2	40,2		
<b>Rc carotte sur 16x32 (MPa)</b>	<b>30,2</b>	<b>40,2</b>		<b>35,2</b>

Essai réalisé par: Vincent ROCHETTE

- Observations :
- présence armature sur côté carotte n°1
  - 3° carotte non exploitable car trop courte pour le matériel

**NA.6 (4)**

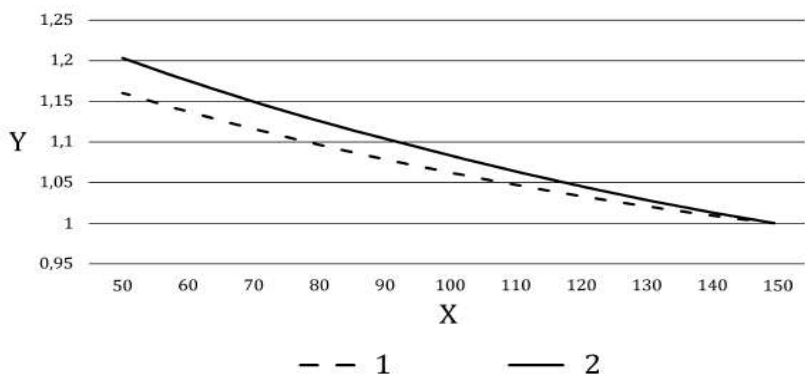
En France deux relations sont données pour convertir des carottes autres que 2:1 et 1:1 en résistance à la compression.

La première relation exprimée sous la forme d'une courbe  $K_1$  et présentée à la Figure NA.1, fournit un coefficient de correction  $K_1$  permettant de convertir la résistance d'une carotte de diamètre  $\phi$  pour se ramener à une carotte de base de 150 mm de diamètre. La correction s'applique de la façon suivante :

$$f_{c,h:150, \text{ carotte}} = K_1 f_{c, h:\Phi, \text{ carotte}}$$

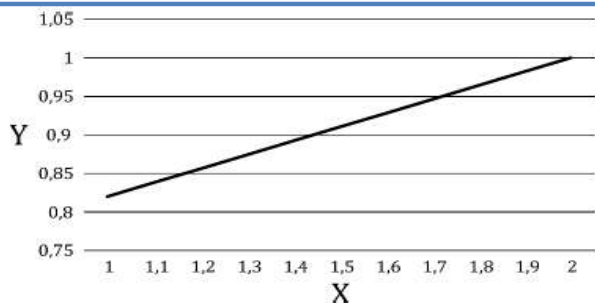
où  $\Phi$  est le diamètre en mm de la carotte compris entre 50 et 150 mm.

La seconde relation exprimée sous la forme d'une courbe  $K_2$  et présentée à la Figure NA.2, fournit un coefficient de correction  $K_2$  permettant de convertir la résistance d'une carotte d'éclatement E pour se ramener à une carotte d'éclatement 2. La correction s'applique de la façon suivante :

$$f_{c,, 300 :150, \text{ carotte}} = K_2 f_{c, h :150, \text{ carotte}}$$


**Légende**

X	Diamètre des carottes (mm)	1	40 MPa < résistance <= 80 MPa
Y	Coefficient de correction $K_1$	2	résistance <= 40 MPa



**Légende**

X	Elancement
Y	Coefficient de correction $K_2$





## RAPPORT D'ESSAIS / TEST REPORT (page 1/1)

RAPPORT D'ESSAIS N° / Test report # : D-051223-10393 (125089-0)

ANNEXES / Appendices : 0

CLIENT : UBIBAT  
Customer 75008 PARIS FRANCE

N° COMMANDE (DC) : D - 291123 - 37155 du : 12/01/2024  
Order number D - 291123 - 37155 on 01/12/2024

DATE DE RECEPTION : 04/12/2023  
Receipt date 12/04/2023

AFFAIRE (DC) : N/Devis D-291123-37155  
Contract

Les éprouvettes et les chutes seront conservées 3 mois ou réexpédiées à vos frais / Specimens and discards will be kept 3 months or send in your expenses.

### ESSAI DE TRACTION / TENSILE TEST

Cofrac : ReH, Rp0.1, Rp0.2, Rp1, Rm, A, Z

Méthode d'essai / Test method : NF EN ISO 6892-1:2019

N° Test specimen	Dimensions Dimensions Ø (mm)	Position Position (1)	Section Cross section mm²	Temp. °C	Fm kN	ReH -	Rp 0.2% MPa	Rp 1% -	Rm MPa	A5d % (Lo mm)	Z %	mE GPa	Position cassure Fracture localisation (2)
SO_D-051223-10393-001 (693387) / Fil d'acier 1 diam 6 (DC)													
1973985	6.22	---	30.37	22	10.40	279	264	---	342	37.5 (30.08)	79	128	Valide / Acceptable

SO\_D-051223-10393-002 (693388) / Fil d'acier 2 diam 8 (DC)

1973986	8.06	---	51.03	21	19.38	0	272	---	380	30 (39.95)	70	147	R≤L0/3
---------	------	-----	-------	----	-------	---	-----	-----	-----	---------------	----	-----	--------

(1) L : LONGITUDINAL / Longitudinal, T : TRANSVERSAL / Transverse, R : RADIAL / Radial, TA : TANGENTIEL / Tangential, TC : TRAVERS COURT / Through Thickness

(2) S : SOUDURE / weld, ZL : ZONE DE LIAISON / Fusion line, MB : METAL DE BASE / Base metal, ZAT : ZONE AFFECTEE THERMIQUEMENT / Heat affected zone

Le pourcentage d'extension du palier d'écoulement Ae est fourni uniquement sur demande.

Machine d'essai Testing machine : ZWICK 1474 0792FD344	Méthode Method : ---	N°extensomètre Extensometer : Mini MFA 2 3194DA344	Micromètre d'extérieur Palmer : MITUTOYO 0928DE344 et Table micrométrique 0947DD 344	Pied à coulisse Caliper-gauge : MITUTOYO 3045DP344
--	----------------------------	--	--	--

Technicien de laboratoire / Laboratory technician : Jarod ORTIZ SEMPERE

Date d'exécution des essais / Test date : 11/01/2024



Cergy, le  
15/01/2024

Chef de service ou suppléant :  
Department head or his deputy  
Youssef SEBAI