



BET Structure  
BTC, Cedeo Groupe

336 Rue de la Haie Plouvier  
59273 Fretin, France

Tél : +336 28 48 07 08

Bâtiment SN4 – Université de Lille  
Villeneuve d'Ascq

Diagnostic de solidité

Indice	Date	Modification	Rédacteur	Contrôle
O	04/06/2024	Première édition	R. FAHED	P. CORION

## Sommaire

<b>1. Préambule.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Données du site .....</b>	<b>3</b>
2.1. Situation géographique .....	3
2.2. Historique .....	3
2.3. Conditions du site.....	5
<b>3. Documents de références .....</b>	<b>5</b>
3.1. Réglementaires et professionnels .....	5
3.2. Relatifs à l'affaire .....	5
<b>4. Hypothèses .....</b>	<b>6</b>
4.1. Matériaux .....	6
4.2. Hypothèses de calculs .....	6
<b>5. Capacité Portante des éléments en R+2 .....</b>	<b>7</b>
5.1. Plancher Haut R+2 .....	7
5.2. Poutre P1.....	9
5.3. Poutre P2.....	11
<b>6. Sondages R+1.....</b>	<b>14</b>
6.1. Plancher Haut R+1 .....	14
6.2. Poutre P3.....	16
<b>7. Sondages RDC.....</b>	<b>19</b>
7.1. Plancher Haut RDC .....	19
7.2. Poutre P4.....	21
7.3. Poutre P5.....	23
<b>8. Sondages Sous-Sol .....</b>	<b>26</b>
8.1. Poutre P6.....	26
8.2. Poutre P7.....	28
<b>9. Essai de traction sur cheville .....</b>	<b>31</b>
<b>10. Conclusion .....</b>	<b>33</b>
<b>11. Annexe .....</b>	<b>34</b>

## 1. Préambule

La présente note a pour objet la vérification de la capacité portante des éléments de la structure du bâtiment SN4 situé à avenue Mendeleïev à Villeneuve d'Ascq (59).

Cette étude est dans l'objet d'une réhabilitation du bâtiment.

## 2. Données du site

### 2.1. Situation géographique



### 2.2. Historique

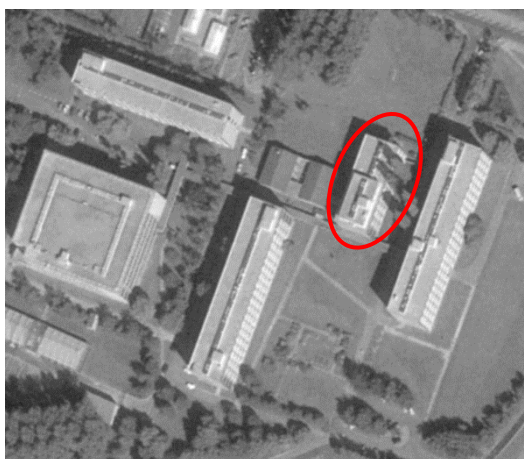
Nous n'avons pas d'informations sur l'année de construction du bâtiment. Cependant grâce à une comparaison des photos aériennes du site, nous constatons que ce bâtiment a été construit en 1964.



Vue aérienne du 1964



Vue aérienne du 1966



Vue aérienne du 1988

## 2.3. Conditions du site

Région :	<b>Nord-Pas-de-Calais</b>		
Département :	<b>Nord (59)</b>		
Canton :	<b>Villeneuve-d'Ascq-Sud</b>		
Commune :	<b>Villeneuve-d'Ascq</b>		
<hr/>			
Sismicité :	<b>Faible</b>		Décret du 22.10.2010
<hr/>			
Températures extrêmes de l'air sous abri :	$T_{max}$ :	<b>35,0 °C</b>	NF EN 1991-1-5/NA
	$T_{min}$ :	<b>-25,0 °C</b>	Clause 6.1.3.2(1)
<hr/>			
Vitesse de référence du vent :	Région :	<b>3</b>	NF EN 1991-1-4/NA
	soit $v_{b,0}$ =	<b>26,0 m/s</b>	Tableau 4.4 (NA)
<hr/>			
Charge de neige :	Région :	<b>A1</b>	NF EN 1991-1-3/NA
	Altitude :	<b>41 m</b>	Tableau A.2
	Valeur caractéristique : $S_k$ :	<b>0,45 kN/m²</b>	
	Valeur exceptionnelle : $S_{Ad}$ :	<b>0,00 kN/m²</b>	
<hr/>			
Gel :	<b>Modéré</b>		NF P 18-326
<hr/>			
Profondeur hors gel :	<b>0,70 m</b>		NF P 94-261 Annexe O

## 3. Documents de références

## 3.1. Réglementaires et professionnels

- NF EN 1990 et son annexe nationale – Bases de calcul des structures - Bâtiments
- NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale – Charges sur les bâtiments
- NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale – Règles générales et règles pour les bâtiments

## 3.2. Relatifs à l'affaire

- Plans des niveaux
- Sondages réalisés par Rincent BTP

## 4. Hypothèses

Les dalles des planchers sont recouvertes d'une chape d'épaisseur variable avec un revêtement.

### 4.1. Matériaux

#### 4.1.a. Sondages réalisés par Rincent BTP

Etage	N° Sondage-dalle	Ep. dalle béton (cm)	Résistance du béton à la compression (MPa)	Ferrailage/Flexion (nappe inférieure)			Ferrailage/Répartition (nappe inférieure)	
				Diamètre (mm)	Esp. (cm)	Enrobage inf (mm)	Diamètre (mm)	Esp. (cm)
R+3	C1	13	34,8	5	15	10	4	30
	C2	13	37,5			24		
R+2	C3	13	35,4			34		
	C4	13	40,5			18		
R+1	C5	15	40,5					
RDC	C6	15	48,1	-				

Etage	N° Sondage-Poutre	Retombée (cm)	Largeur (cm)	Ferrailage/Flexion (nappe inférieure)	
				Section (cm <sup>2</sup> )	Enrobage inf (mm)
R+2	P1	54	14	11,12	33
	P2			16,7	10
R+1	P3	37	13,5	8,04	11
RDC	P4	38	13,5	5,34	20
	P5			6,16	
Sous-sol	P6	33,1(+ Flochage)	14,6	9,36	11
	P7	33(+ Flochage)	14,5	7,1	6

#### 4.1.b. Armatures existantes

Nous n'avons pas d'informations sur la qualité des armatures existantes, cependant les sondages réalisés sur les éléments en béton ont mis en évidence des armatures lisses. D'après l'historique des armatures de béton armé, jusqu'en 1966, la gamme en fil lisse est avec une limite d'élasticité de 240 MPa.

D'autres sondages ont été réalisés montrant des armatures à haute adhérence, cependant puisque le bâtiment date du 1964, alors nous considérons une limite d'élasticité de 400 MPa.

Par mesure de sécurité nous prenons l'hypothèse suivante :

- $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$  (Pour les armatures de dalles)
- $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  (Pour les armatures de poutres)

#### 4.1.c. Béton existant

Les essais sur la résistance du béton montrent une grande variation entre les planchers.

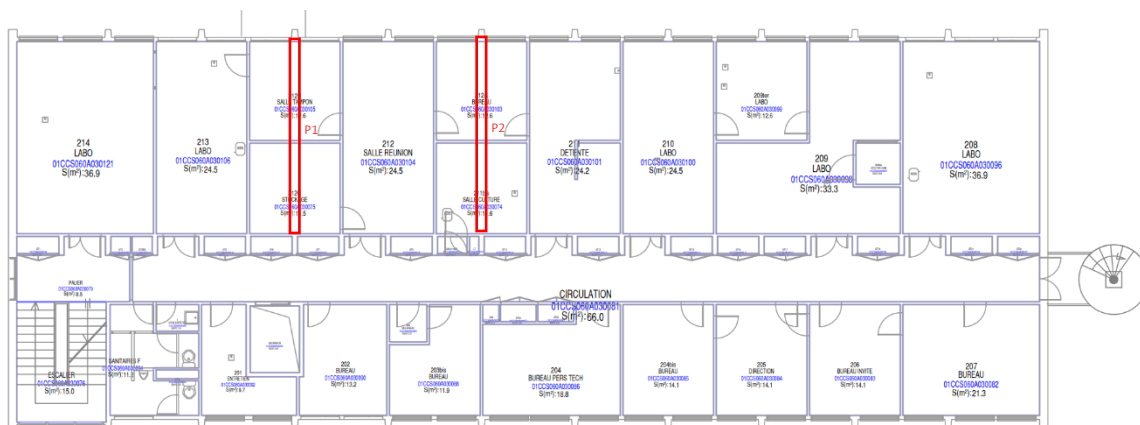
### 4.2. Hypothèses de calculs

Les charges considérées sont les suivantes :

- Poids propre (béton + chape + revêtements...) : G [kN/m<sup>2</sup>]
- Charges d'exploitations : Q [kN/m<sup>2</sup>].

La charge d'exploitation est de 250 kg/m<sup>2</sup>, issue des réglementations en vigueur pour des espaces équipés de tables (Espaces d'études, bureaux...)

## 5. Capacité Portante des éléments en R+2



### 5.1. Plancher Haut R+2

#### 5.1.a. Charges

- Poids propre de la dalle :  
 $P_p = 0,13 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,25 \text{ kN/m}^2$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{\text{rev}} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- Charge due au poids de la chape :  
 $g_{\text{chape}} = 0,025 \times 20 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

#### 5.1.b. Sollicitations

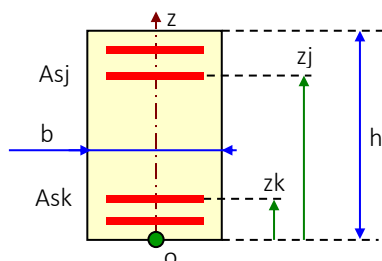
- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

$$M_G = \frac{(3,25 + 0,10 + 0,5) \times 1,8^2}{8} = 1,56 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{2,5 \times 1,8^2}{8} = 1,02 \text{ KN.m/ml}$$

#### 5.1.c. Capacité portante / Justification ELS – ELU



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.010 m

As1 : 1.30 cm<sup>2</sup>

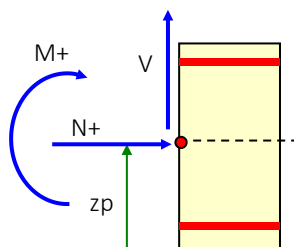
fe1 : 240.00 MPa

## - Matériaux

Résistance du béton  $f_c$  : 34.00 MPaRésistance des aciers  $f_y$  : 240 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

## - Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : &gt; 24 h

 $z_p$  : 0.065 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	1.560	-	-
Q	1.020	-	-

## - Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 2.580 kN.m
M min : -0.211 kN.m
M max : 2.831 kN.m
hComp1 : 0.020 m
$\sigma_{cc1}$ : 2.30 MPa

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.010	-192.00

Contraintes limites :

$\sigma_{cc}$ max : 21.00 MPa
$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -192.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS



- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.259 kN.m		
M : 3.636 kN.m		M max : 3.375 kN.m		
hComp : -		zcu : -		
εcu : -		zAft : -		
σcu : -		dz : 0.087 m		
Lit	z (m)	ε (/1000)	σ (MPa)	τ (MPa)

**Résultat : Dépassement des moments résistants**

La dalle en son état peut reprendre une surcharge Q de 195 kg/m<sup>2</sup> en plus du poids propre (385 kg/m<sup>2</sup>).

## 5.2. Poutre P1

### 5.2.a. Charges

- Poids propre de la poutre :  
 $Pp_1 = 0,14 \times 0,67 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,345 \text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher haut :  
 $Pp_2 = 0,13 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,8 = 5,85 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{rev} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 0,18 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids de la chape :  
 $g_{chape} = 0,025 \times 20 \times 1,8 = 0,9 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 4,5 \text{ kN/m}$

### 5.2.b. Sollicitations

- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

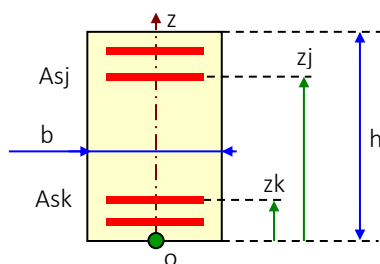
$$M_G = \frac{9,275 \times 7^2}{8} = 56,81 \text{ kN.m}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{4,5 \times 7^2}{8} = 27,56 \text{ kN.m}$$

### 5.2.c. Capacité portante / Justification ELS - ELU

#### Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

$z_{As1} : 0.033 \text{ m}$

$A_{s1} : 11.12 \text{ cm}^2$

$f_{e1} : 400.00 \text{ MPa}$

- Matériaux

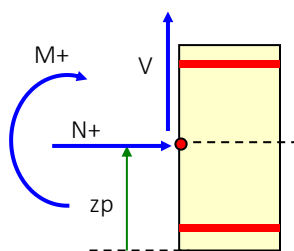
Résistance du béton  $f_c : 34.00 \text{ MPa}$

Résistance des aciers  $f_y : 400 \text{ MPa}$

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

- Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement :  $> 24 \text{ h}$

$z_p : 0.335 \text{ m}$  ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	56.810	-	-
Q	27.560	-	-

- Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 84.370 kN.m
M min : -0.974 kN.m
M max : 192.478 kN.m
hComp1 : 0.288 m
$\sigma_{cc1} : 7.73 \text{ MPa}$

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.033	-140.27

Contraintes limites :

$\sigma_{cc \text{ max}} : 20.40 \text{ MPa}$
---

$\sigma_{Af} \text{ max} : -550.00 \text{ MPa}$
$\sigma_{As1} \text{ min} : -320.00 \text{ MPa}$

Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -1.582 kN.m		
M : 118.034 kN.m		M max : 223.891 kN.m		
hComp : 0.247 m		zcu : 0.585 m		
$\epsilon_{cu}$ : 0.61 /1000		zAft : 0.033 m		
$\sigma_{cu}$ : 11.68 MPa		dz : 0.552 m		
Lit	z (m)	$\epsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.033	-0.96	-192.14	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

### 5.3. Poutre P2

#### 5.3.a. Charges

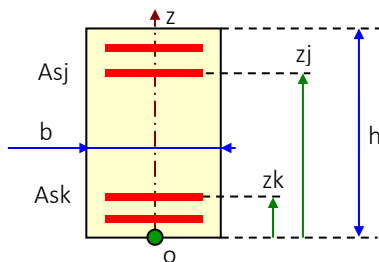
Voir § 5.2.a

#### 5.3.b. Sollicitations

Voir § 5.2.b

#### 5.3.c. Capacité portante / Justification ELS - ELU

#### Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.01 m

As1 : 16.70 cm<sup>2</sup>

fe1 : 400.00 MPa

- Matériaux

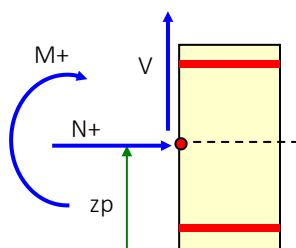
Résistance du béton  $f_c$  : 34.00 MPa

Résistance des aciers  $f_y$  : 400 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

## - Chargements



## Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : > 24 h  
 $z_p$  : 0.335 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	56.810	-	-
Q	27.560	-	-

## - Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 84.370 kN.m
M min : -0.094 kN.m
M max : 264.769 kN.m
hComp1 : 0.339 m
$\sigma_{cc1}$ : 6.50 MPa

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.010	-92.36

Contraintes limites :

$\sigma_{cc}$ max : 20.40 MPa
$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -320.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

## - Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN	M min : -0.149 kN.m
M : 118.034 kN.m	M max : 329.993 kN.m
hComp : 0.291 m	zcu : 0.571 m

$\varepsilon_{cu}$ : 0.50 /1000		$z_{Aft}$ : 0.010 m		
$\sigma_{cu}$ : 9.87 MPa		$d_z$ : 0.561 m		
Lit	z (m)	$\varepsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.010	-0.63	-126.03	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

## 6. Sondages R+1



### 6.1. Plancher Haut R+1

#### 6.1.a. Géométrie

- Portée = 1,8 m
- Epaisseur de la dalle = 13 cm
- Présence d'une chape d'épaisseur 3 cm

#### 6.1.b. Charges

- Poids propre de la dalle :  
 $P_p = 0,13 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,25 \text{ kN/m}^2$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{rev} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- Charge due au poids de la chape :  
 $g_{chape} = 0,03 \times 20 = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

#### 6.1.c. Sollicitations

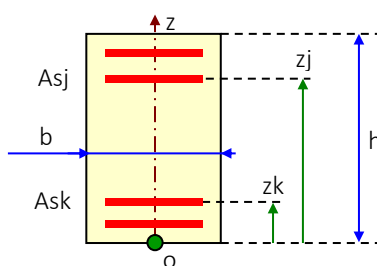
- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

$$M_G = \frac{3,95 \times 1,8^2}{8} = 1,6 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{2,5 \times 1,8^2}{8} = 1,02 \text{ KN.m/ml}$$

#### 6.1.d. Capacité portante / Justification ELS – ELU



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

$z_{As1} : 0.034 \text{ m}$

$A_{s1} : 1.30 \text{ cm}^2$

$f_{e1} : 240.00 \text{ MPa}$

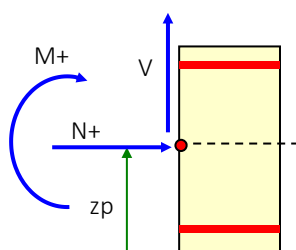
- Matériaux

Résistance du béton  $f_c : 35.00 \text{ MPa}$

Résistance des aciers  $f_y : 240 \text{ MPa}$

Fissuration : Peu préjudiciable

- Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : > 24 h

$z_p : 0.065 \text{ m}$  ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	1.600	-	-
Q	1.020	-	-

- Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 2.620 kN.m
M min : -0.768 kN.m
M max : 2.251 kN.m
hComp1 : -
$\sigma_{cc1} : -$

Contraintes limites :

$\sigma_{cc \text{ max}} : 21.00 \text{ MPa}$
$\sigma_{Af \text{ max}} : -550.00 \text{ MPa}$
$\sigma_{As1 \text{ min}} : -192.00 \text{ MPa}$

Résultat : Dépassement des moments résistants

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.946 kN.m	
M : 3.690 kN.m		M max : 2.697 kN.m	
hComp : -		zcu : -	
εcu : -		zAft : -	
σcu : -		dz : 0.087 m	

Lit	z (m)	ε (/1000)	σ (MPa)	τ (MPa)

**Résultat : Dépassement des moments résistants**

La dalle en son état peut reprendre une surcharge Q de 74 kg/m<sup>2</sup> en plus du poids propre (385 kg/m<sup>2</sup>).

## 6.2. Poutre P3

### 6.2.a. Charges

- Poids propre de la poutre :  
 $P_p = 0,135 \times 0,50 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,7 \text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher haut :  
 $P_p = 0,13 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,8 = 5,85 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{rev} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 0,18 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids de la chape :  
 $g_{chape} = 0,03 \times 20 \times 1,8 = 1,08 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 4,5 \text{ kN/m}$

### 6.2.b. Sollicitations

- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

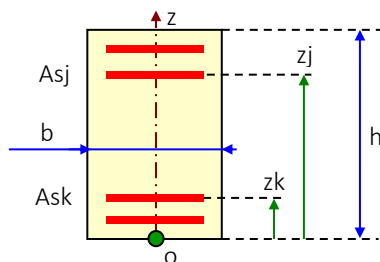
$$M_G = \frac{8,81 \times 6^2}{8} = 39,645 \text{ kN.m}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{4,5 \times 6^2}{8} = 20,25 \text{ kN.m}$$

### 6.2.c. Capacité portante / Justification ELS - ELU

#### Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures



- Armatures / Ferrailage longitudinal

$z_{As1} : 0.011 \text{ m}$

$A_{s1} : 8.04 \text{ cm}^2$

$f_{e1} : 400.00 \text{ MPa}$

- Matériaux

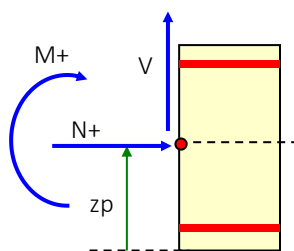
Résistance du béton  $f_c : 35.00 \text{ MPa}$

Résistance des aciers  $f_y : 400 \text{ MPa}$

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

- Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : > 24 h

$z_p : 0.250 \text{ m}$  ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	39.645	-	-
Q	20.250	-	-

- Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 59.895 kN.m
M min : -0.111 kN.m
M max : 106.990 kN.m
hComp1 : 0.219 m
$\sigma_{cc1} : 9.72 \text{ MPa}$

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.011	-179.14

Contraintes limites :

$\sigma_{cc \text{ max}} : 21.00 \text{ MPa}$
---

$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -320.00 MPa

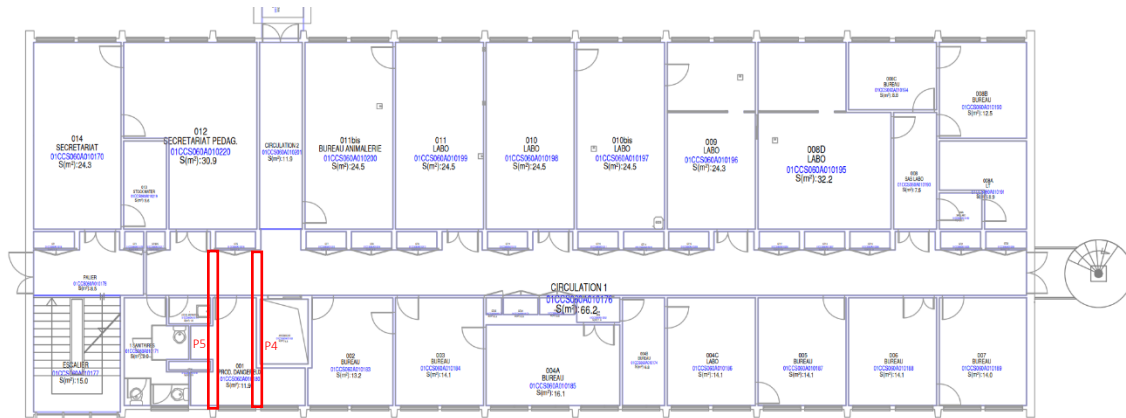
Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.177 kN.m		
M : 83.896 kN.m		M max : 125.048 kN.m		
hComp : 0.188 m		zcu : 0.435 m		
$\varepsilon_{cu}$ : 0.77 /1000		zAft : 0.011 m		
$\sigma_{cu}$ : 14.46 MPa		dz : 0.424 m		
Lit	z (m)	$\varepsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.011	-1.23	-246.04	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

## 7. Sondages RDC



### 7.1. Plancher Haut RDC

#### 7.1.a. Charges

- Poids propre de la dalle :  
 $P_p = 0,15 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{\text{rev}} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

#### 7.1.b. Sollicitations

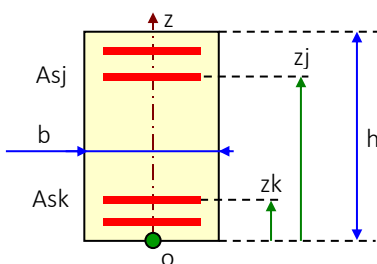
- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

$$M_G = \frac{3,85 \times 1,8^2}{8} = 1,6 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{2,5 \times 1,8^2}{8} = 1,02 \text{ KN.m/ml}$$

#### 7.1.c. Capacité portante / Justification ELS – ELU



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.018 m

As1 : 1.30 cm<sup>2</sup>

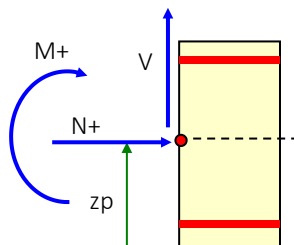
fe1 : 240.00 MPa

## - Matériaux

Résistance du béton  $f_c$  : 34.00 MPaRésistance des aciers  $f_y$  : 240 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

## - Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : &gt; 24 h

 $z_p$  : 0.075 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	1.600	-	-
Q	1.020	-	-

## - Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 2.620 kN.m
M min : -0.394 kN.m
M max : 3.121 kN.m
hComp1 : 0.021 m
$\sigma_{cc1}$ : 2.01 MPa

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.018	-161.15

Contraintes limites :

$\sigma_{cc}$ max : 24.00 MPa
$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -192.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.259 kN.m		
M : 3.690 kN.m		M max : 3.717 kN.m		
hComp : -		zcu : -		
εcu : -		zAft : -		
σcu : -		dz : 0.100 m		
Lit	z (m)	ε (/1000)	σ (MPa)	τ (MPa)

**Résultat : Dépassement des moments résistants**

La dalle en son état peut reprendre une surcharge Q de 242 kg/m<sup>2</sup> en plus du poids propre (385 kg/m<sup>2</sup>).

## 7.2. Poutre P4

### 7.2.a. Charges

- Poids propre de la poutre :  
 $P_p = 0,135 \times 0,53 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,8 \text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher haut :  
 $P_p = 0,15 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,8 = 6,75 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{rev} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 0,18 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 4,5 \text{ kN/m}$

### 7.2.b. Sollicitations

- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

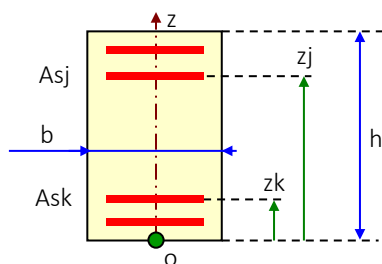
$$M_G = \frac{8,73 \times 6^2}{8} = 39,285 \text{ kN.m}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{4,5 \times 6^2}{8} = 20,25 \text{ kN.m}$$

### 7.2.c. Capacité portante / Justification ELS - ELU

#### Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.020 m

As1 : 5.34 cm<sup>2</sup>

fe1 : 400.00 MPa

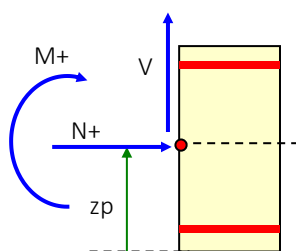
## - Matériaux

Résistance du béton  $f_c$  : 40.00 MPaRésistance des aciers  $f_y$  : 400 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

## - Chargements



Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : &gt; 24 h

 $z_p$  : 0.265 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	39.285	-	-
Q	20.250	-	-

## - Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 59.535 kN.m
M min : -0.401 kN.m
M max : 76.114 kN.m
hComp1 : 0.194 m
$\sigma_{cc1}$ : 10.22 MPa

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.020	-250.30

Contraintes limites :

$\sigma_{cc}$ max : 24.00 MPa
$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -320.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.650 kN.m		
M : 83.410 kN.m		M max : 91.552 kN.m		
hComp : 0.155 m		zcu : 0.476 m		
$\epsilon_{cu}$ : 0.75 /1000		zAft : 0.020 m		
$\sigma_{cu}$ : 16.21 MPa		dz : 0.456 m		
Lit	z (m)	$\epsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.020	-1.17	-342.19	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

### 7.3. Poutre P5

#### 7.3.a. Charges

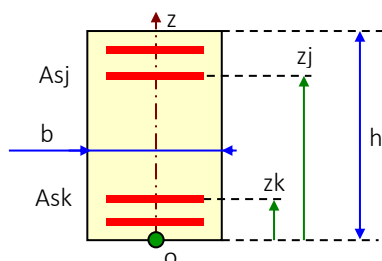
Voir § 7.2.a

#### 7.3.b. Sollicitations

Voir § 7.2.b

#### 7.3.c. Capacité portante / Justification ELS - ELU

#### Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.020 m

As1 : 5.34 cm<sup>2</sup>

fe1 : 400.00 MPa

- Matériaux

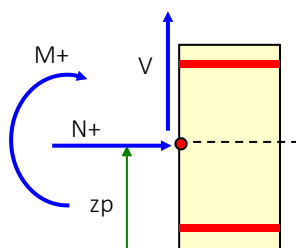
Résistance du béton  $f_c$  : 40.00 MPa

Résistance des aciers  $f_y$  : 400 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

## - Chargements



## Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : > 24 h  
 $z_p$  : 0.265 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	39.285	-	-
Q	20.250	-	-

## - Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 59.535 kN.m
M min : -0.404 kN.m
M max : 87.094 kN.m
hComp1 : 0.204 m
$\sigma_{cc1}$ : 9.76 MPa

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.020	-218.74

Contraintes limites :

$\sigma_{cc}$ max : 24.00 MPa
$\sigma_{Af}$ max : -550.00 MPa
$\sigma_{As1}$ min : -320.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

## - Résultats en vérification à l'ELU

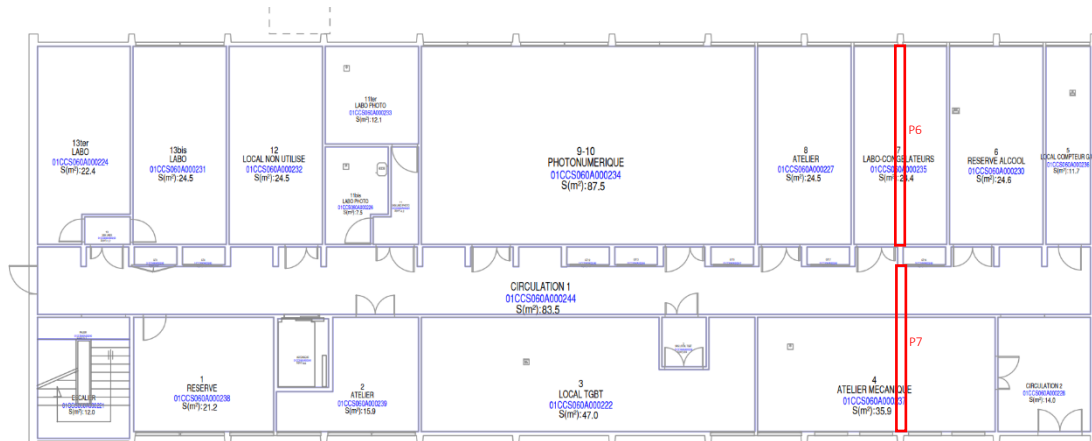
N : 0.000 kN	M min : -0.654 kN.m
M : 83.410 kN.m	M max : 104.383 kN.m
hComp : 0.164 m	zcu : 0.474 m



$\varepsilon_{cu}$ : 0.71 /1000		$z_{Aft}$ : 0.020 m		
$\sigma_{cu}$ : 15.52 MPa		$d_z$ : 0.454 m		
Lit	z (m)	$\varepsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.020	-1.49	-298.54	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

## 8. Sondages Sous-Sol



### 8.1. Poutre P6

#### 8.1.a. Hypothèse

- Retombée apparente = 33,1 cm
- On considère une épaisseur de flocage de 8cm (minimum requis dans les DTU 27.1 et 27.2 pour avoir un coupe-feu)
- Hauteur (compris dalle) = 56,1 cm

#### 8.1.b. Charges

- Poids propre de la poutre :  
 $P_p = 0,135 \times 0,561 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,9 \text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher haut :  
 $P_p = 0,15 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,8 = 6,75 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids du revêtement :  
 $g_{\text{rev}} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 0,18 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids de la chape :  
 $g_{\text{chape}} = 0,025 \times 20 \times 1,8 = 0,9 \text{ kN/m}$
- Charge due au poids du flocage :  
 $g_{\text{flocage}} = 0,15 \times 1,8 = 0,27 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 = 4,5 \text{ kN/m}$

#### 8.1.c. Sollicitations

- Moment dû à l'ensemble des charges permanentes

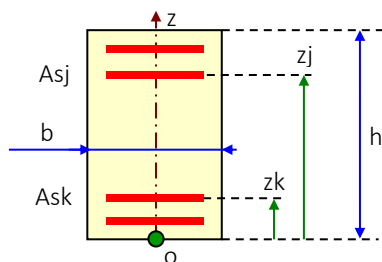
$$M_G = \frac{10 \times 7^2}{8} = 61,25 \text{ kN.m}$$

- Moment dû à la surcharge d'exploitation

$$M_Q = \frac{4,5 \times 7^2}{8} = 27,6 \text{ kN.m}$$

## 8.1.d. Capacité portante / Justification ELS - ELU

## Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.011 m

As1 : 9.36 cm<sup>2</sup>

fe1 : 400.00 MPa

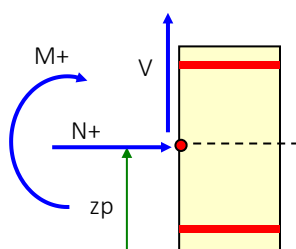
- Matériaux

Résistance du béton  $f_c$  : 48.00 MPaRésistance des aciers  $f_y$  : 400 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

- Chargements



## Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : &gt; 24 h

zp : 0.240 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	61.250	-	-
Q	27.600	-	-

- Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 88.850 kN.m
M min : -0.165 kN.m
M max : 140.204 kN.m
hComp1 : 0.243 m

$\sigma_{cc1}$ : 10.71 MPa
----------------------------

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.011	-202.79

Contraintes limites :

$\sigma_{cc \text{ max}}$ : 28.80 MPa
$\sigma_{Af \text{ max}}$ : -550.00 MPa
$\sigma_{As1 \text{ min}}$ : -320.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.262 kN.m	
M : 124.088 kN.m		M max : 169.492 kN.m	
hComp : 0.182 m		zcu : 0.497 m	
$\varepsilon_{cu}$ : 0.68 /1000		zAft : 0.011 m	
$\sigma_{cu}$ : 17.98 MPa		dz : 0.486 m	

Lit	z (m)	$\varepsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.011	-1.36	-272.56	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

## 8.2. Poutre P7

### 8.2.a. Hypothèse

- Retombée apparente = 33 cm
- On considère une épaisseur de flocage de 8cm (minimum requis dans les DTU 27.1 et 27.2 pour avoir un coupe-feu)
- Hauteur (compris dalle) = 56 cm

### 8.2.b. Charges

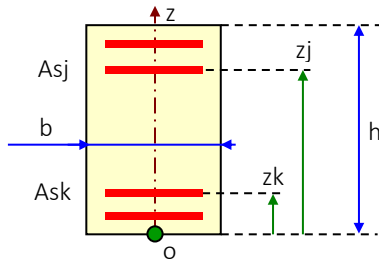
Voir § 8.2.b

### 8.2.c. Sollicitations

Voir § 8.3.c

## 8.2.d. Capacité portante / Justification ELS - ELU

## Section rectangulaire



h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
Ask, Asj	Aires d'armatures
zk, zj	Positions des nappes d'armatures

- Armatures / Ferrailage longitudinal

zAs1 : 0.06 m

As1 : 7.10 cm<sup>2</sup>

fe1 : 400.00 MPa

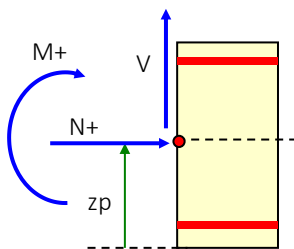
- Matériaux

Résistance du béton  $f_c$  : 48.00 MPaRésistance des aciers  $f_y$  : 400 MPa

Fissuration : Peu préjudiciable

Type d'armatures longitudinales : Haute adhérence

- Chargements



## Combinaisons de charges

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
ELS	1.00	1.00
ELU fondamentaux	1.35	1.50

Durée de chargement : &gt; 24 h

zp : 0.280 m ( Efforts au CDG)

	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)
G	61.250	-	-
Q	27.600	-	-

- Résultats en vérification à l'ELS

N : 0.000 kN
M : 88.850 kN.m
M min : -0.049 kN.m
M max : 109.122 kN.m
hComp1 : 0.221 m

$\sigma_{cc1}$ : 11.54 MPa
----------------------------

Lit	z (m)	$\sigma$ (MPa)
As1	0.006	-260.55

Contraintes limites :

$\sigma_{cc \text{ max}}$ : 28.80 MPa
$\sigma_{Af \text{ max}}$ : -550.00 MPa
$\sigma_{As1 \text{ min}}$ : -320.00 MPa

Résultat : Section vérifiée aux ELS

- Résultats en vérification à l'ELU

N : 0.000 kN		M min : -0.078 kN.m	
M : 124.088 kN.m		M max : 132.763 kN.m	
hComp : 0.149 m		zcu : 0.508 m	
$\varepsilon_{cu}$ : 0.83 /1000		zAft : 0.006 m	
$\sigma_{cu}$ : 21.00 MPa		dz : 0.502 m	

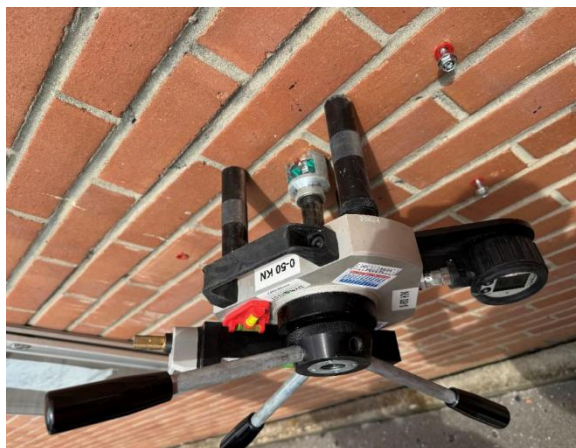
Lit	z (m)	$\varepsilon$ (/1000)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
As1	0.006	-2.24	-347.99	

Résultat : Section vérifiée aux ELU

## 9. Essai de traction sur cheville

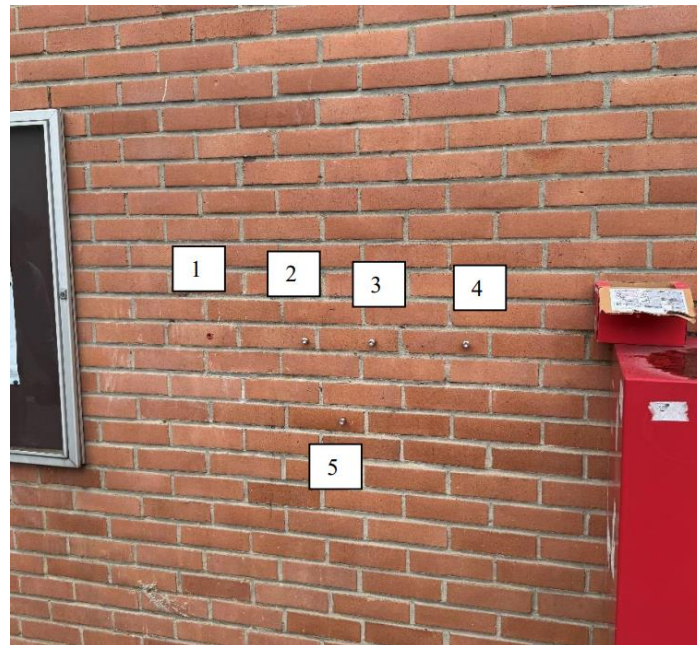
Les essais d'arrachement consistent à déterminer la valeur de contrainte nécessaire pour arracher la cheville du support et ainsi vérifier que celle-ci présente une résistance suffisante sur le support avant la mise en place de la vêtue.

Il est composé d'un dynamomètre étalonné de 0 à 50 kn équipé d'un dispositif permettant de mesurer la force appliquée et d'enregistrer la valeur de la force maximale exercée au cours de l'essai. Le dynamomètre est placé sur la tige testée de telle sorte que pendant l'essai sa position ne varie pas. La charge appliquée maximale est de 50KN soit 5Tonnes.

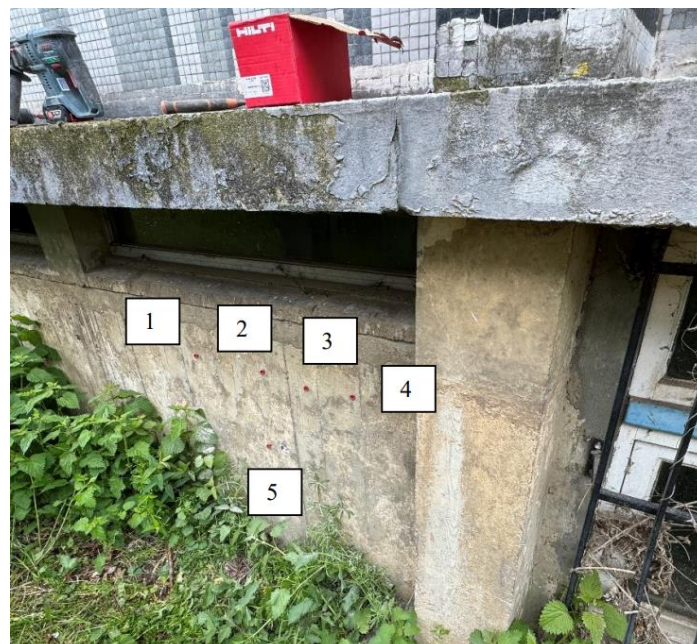


La cheville appliquée est de marque HILTI HRD-H de diamètre 10. (Voir Fiche technique en annexe)

Support d'essai	N°	Résistance en kN	
		Mesure	Moyenne
Brique	1	2,65	2,68
	2	2,28	
	3	2,34	
	4	2,34	
	5	3,79	
Béton	1	5,94	5,65
	2	5,37	
	3	5,88	
	4	4,74	
	5	6,32	



Essais sur support Brique



Essais sur support Béton



## 10. Conclusion

Notre mission consistait à caractériser les épaisseurs des matériaux et le ferrailage des dalles et des poutres béton armé, en vue de la vérification de la portance des ouvrages.

Compte tenu des éléments repris précédemment, il en ressort que :

- La structure du bâtiment est en bon état général : Pas de présence de désordres spécifiques.
- Les planchers ont des épaisseurs de dalle pleine et de chape qui varient selon les positions et les niveaux du bâtiment.
- Les armatures des planchers sont identiques sur l'ensemble du bâtiment. Elles diffèrent au niveau de l'enrobage.
- Les poutres de même portée ont des caractéristiques géométriques quasi identiques sur l'ensemble des étages.
- Les armatures des poutres sont très variées en termes des sections et des enrobages.
- L'étude de capacité portante montre que les poutres sont vérifiées vis-à-vis de leur poids propre et de la surcharge ( $250 \text{ kg/m}^2$ ).
- Les sections de dalle étudiées montrent un déficit vis-à-vis la surcharge :
  - La dalle R+3 (plancher haut R+2) peut reprendre une surcharge Q de  $195 \text{ kg/m}^2$ .
  - La dalle R+2 (plancher haut R+1) en son état peut reprendre une surcharge Q de  $74 \text{ kg/m}^2$ .
  - La dalle R+1 (plancher haut RDC) en son état peut reprendre une surcharge Q de  $242 \text{ kg/m}^2$ .

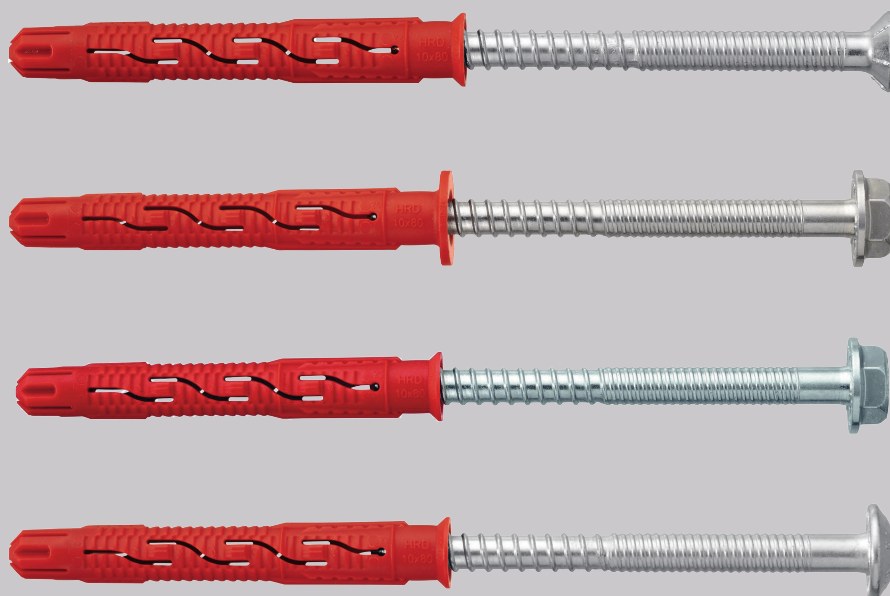


## 11. Annexe



# CHEVILLE PLASTIQUE HRD

**Cheville plastique HRD pour  
ancrage dans le béton et la  
maçonnerie**



## CHEVILLE PLASTIQUE HRD POUR ANCRAGE DANS LE BÉTON ET LA MAÇONNERIE

### Versions de cheville

- HRD-C version acier au carbone tête fraisée
- HRD-H version acier au carbone tête hexagonale
- HRD-K version acier au carbone tête hexagonale sans collerette
- HRD-P version acier au carbone tête plate

### Homologations

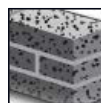
ETE ETE-07/0219 (fixation multiple non structurale)

Résistance au feu GS 3.2/10-157-1

Les homologations et procès-verbaux d'essais ne peuvent s'appliquer qu'aux produits sélectionnés uniquement ; reportez-vous aux documents pour plus de détails.



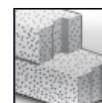
Béton non fissuré



Maçonnerie pleine



Maçonnerie creuse



Béton cellulaire



Cloison sèche



Béton précontraint



Cadre de fenêtre



Tenue au feu

Caractéristiques			8	10
$f_{u,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Résistance nominale à la traction du filetage	Acier au carbone	600	600
		Inox A4	580	630
$f_{y,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Limite d'élasticité du filetage	Acier au carbone	480	480
		Inox A4	450	480
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Section résistante	Acier au carbone	22,9	35,3
		Inox A4	22,9	35,3
$W$ (mm <sup>3</sup> )	Moment de résistance	Acier au carbone	15,5	29,5
		Inox A4	15,5	29,5
$M^0_{Rd,s}$ (N.m)	Moment de flexion admissible (ELU)	Acier au carbone	11,1	21,3
		Inox A4	10,8	22,3

## CODES ARTICLES ET DIMENSIONS

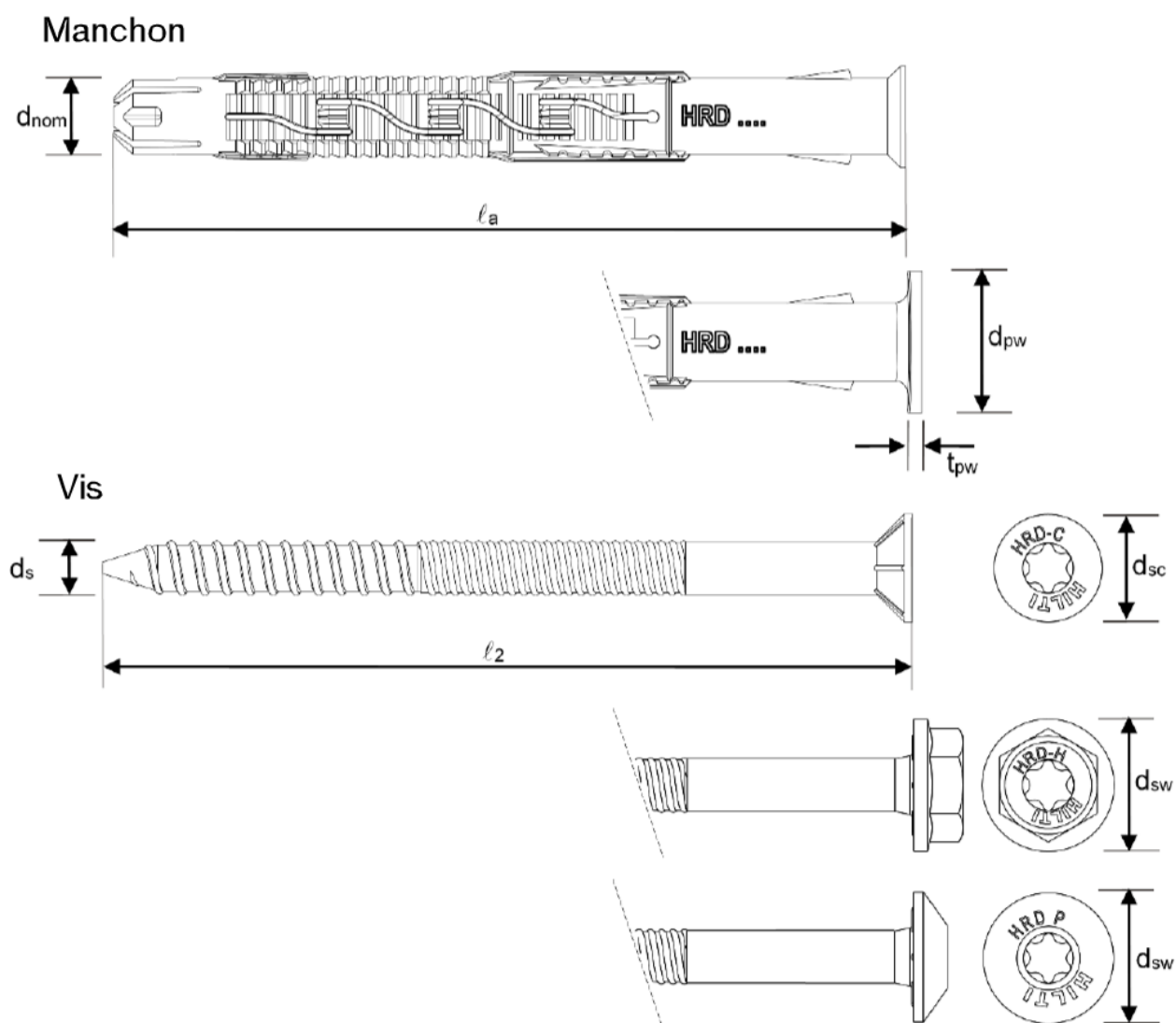
Dimensions	HRD-H	HRD-HR	HRD-C	HRD-CR2	HRD-CR	HRD-K	HRD-P	HRD-PR2
8x60	-	-	202341	-	2022681	-	-	-
8x80	-	-	202342	-	2022682	-	-	-
8x100	-	-	202343	-	2022683	-	-	-
8x120	-	-	202344	-	2022684	-	-	-
8x140	-	-	202345	-	2022685	-	-	-
10x60	423870	423888	423859	423892	423885	423878	423883	423907
10x80	423871	423889	423860	423893	-	423879	423884	423908
10x80 (10)	423916	-	-	-	-	-	-	-
10x100	423872	423890	423861	423894	423886	423880	2009873	-
10x100 (10)	423918	-	423917	-	-	-	-	-
10x120	423873	-	423862	423895	-	423881	-	-
10x140	423874	423891	423863	423896	423887	423882	2009875	-
10x140 (10)	423920	-	423919	-	-	-	-	-
10x160	423875	-	423864	-	-	-	-	-
10x180	423876	-	423865	-	-	-	-	-
10x180 (10)	-	-	423921	-	-	-	-	-
10x200	423877	-	423866	-	-	-	-	-
10x230	-	-	423867	-	-	-	-	-
10x270	-	-	423868	-	-	-	-	-
10x310	-	-	423869	-	-	-	-	-

## MATIÈRE

Type	Matière	Protection
Manchon	Polyamide, couleur rouge	
HRD-C, -H, -K, -P	Acier au carbone	galvanisé à chaud
HRD-CR2, -PR2	Acier inoxydable A2	
HRD-CR, -HR	Acier inoxydable A4	

## DIMENSIONS DE LA CHEVILLE

Taille de la cheville		8	10
Epaisseur minimum de la pièce à fixer	$t_{\text{fix,min}}$ (mm)	0	0
Epaisseur maximum de la pièce à fixer	$t_{\text{fix,max}}$ (mm)	90	260
Diamètre du manchon	$d_{\text{nom}}$ (mm)	8	10
Longueur minimum du manchon	$\ell_{1,\text{min}}$ (mm)	60	60
Longueur maximum du manchon	$\ell_{1,\text{max}}$ (mm)	140	310
Diamètre de la rondelle plastique	$d_{\text{pw}}$ (mm)	-	17,5
Epaisseur de la rondelle plastique	$t_{\text{pw}}$ (mm)	-	2
Diamètre de la vis	$d_s$ (mm)	6	7
Longueur minimum de la vis	$\ell_{2,\text{min}}$ (mm)	65	65
Longueur maximum de la vis	$\ell_{2,\text{max}}$ (mm)	145	315
Diamètre de la tête (fraisée) de la vis	$d_{\text{sc}}$ (mm)	11	14
Diamètre de la tête (hexagonale) de la vis	$d_{\text{sw}}$ (mm)	-	17,5



## DONNÉES DE POSE

	Diamètre nominal mèche	Profondeur de perçage	Profondeur d'implantation nominale	Diamètre trou de passage pour tête hexagonale	Diamètre trou de passage pour tête fraisée
	$d_0$ (mm)	$h_1$ (mm)	$h_{min}$ (mm)	$d_f$ (mm)	$d_f$ (mm)
8	8	60	50	-	8,5
		-	-	-	-
		60	50		
10	10	80	70	12	11
		100 <sup>1)</sup>	90 <sup>1)</sup>		

<sup>1)</sup> Pour fixation dans le béton cellulaire

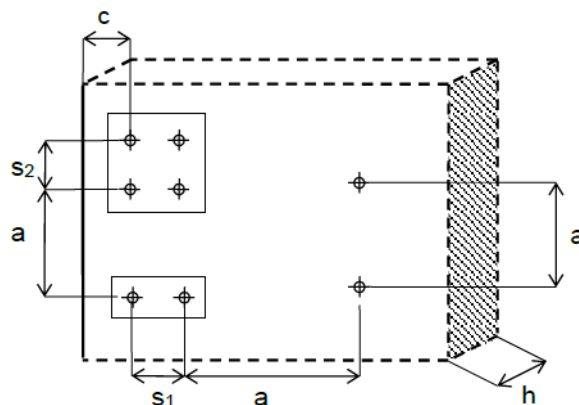
## CONDITIONS D'IMPLANTATION

Caractéristiques			8	10	
Profondeur d'implantation nominale		$h_{nom}$ (mm)	50	50	70
Epaisseur minimum du matériau support	Béton	$h_{min}$ (mm)	100	100	120
	Béton mince	$h_{min}$ (mm)	-	40	-
	Maçonnerie <sup>1)</sup>	$h_{min}$ (mm)		115 - 300	
Entraxe minimum	Béton C12/15	$s_{min}$ (mm)	140	70	70
		pour $c \geq$ (mm)	70	140 <sup>2)</sup>	140 <sup>2)</sup>
	Béton $\geq$ C16/20	$s_{min}$ (mm)	100	50	50
		pour $c \geq$ (mm)	50	100 <sup>2)</sup>	100 <sup>2)</sup>
	Maçonnerie et béton cellulaire	$a_{min}$ (mm)	250	250	250
		$s_{min1}$ (mm)	200 (120 <sup>3)</sup> )	100	100
		$s_{min2}$ (mm)	400 (240 <sup>3)</sup> )	100	100
		Distance au bord minimum	Béton C12/15	$c_{min}$ (mm)	70
	pour $s \geq$ (mm)		140	210 <sup>2)</sup>	210 <sup>2)</sup>
Béton $\geq$ C16/20	$c_{min}$ (mm)		50	50	50
			pour $s \geq$ (mm)	100	150 <sup>2)</sup>
Entraxe caractéristique	Maçonnerie et béton cellulaire	$c_{min}$ (mm)	100 (60 <sup>3)</sup> )	100	100
	Béton C12/15	$s_{cr,N}$ (mm)	68	90	135
	Béton $\geq$ C16/20	$s_{cr,N}$ (mm)	62	80	125
Distance au bord caractéristique	Béton C12/15	$c_{cr,N}$ (mm)	140	140	140
	Béton $\geq$ C16/20	$c_{cr,N}$ (mm)	100	100	100

<sup>1)</sup> L'épaisseur minimum du matériau support en maçonnerie dépend du type de brique. Voir les préconisations de type de brique dans le tableau page 6.

<sup>2)</sup> Interpolation linéaire autorisée

<sup>3)</sup> Uniquement pour la brique "Doppio Uni" et "Mattone" (voir page 6).



## TEMPÉRATURE DE LA MAÇONNERIE PENDANT LA VIE DE L'OUVRAGE

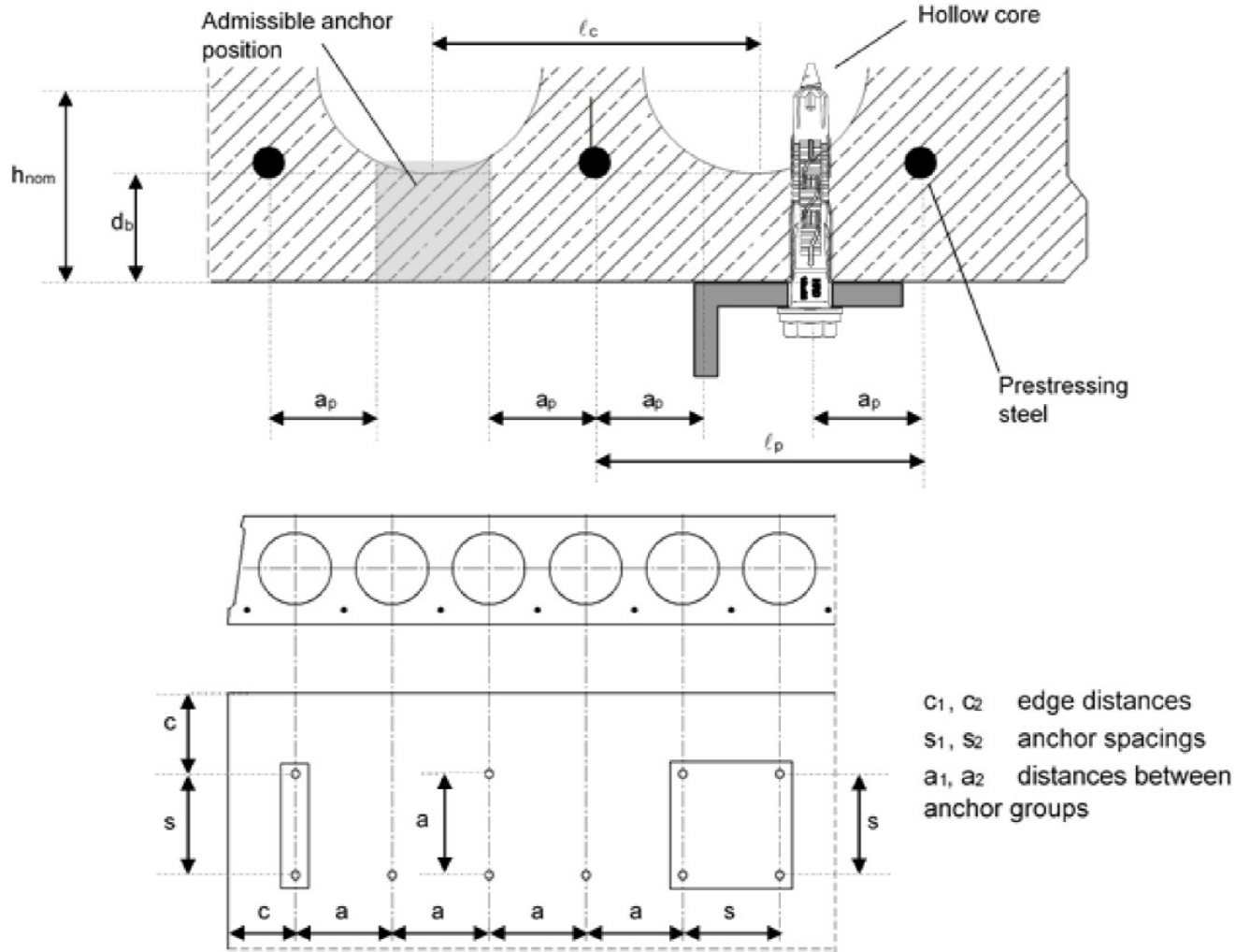
Plage de température	Température du matériau support	Température à long terme	Température à court terme
Unique	- 40 °C à + 80 °C	+ 50 °C	+ 80 °C

CONDITIONS D'IMPLANTATION POSSIBLE

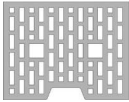
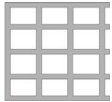
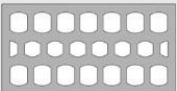
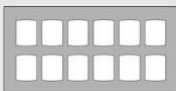
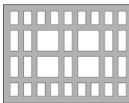
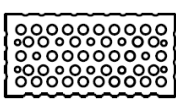
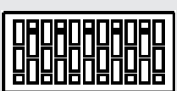

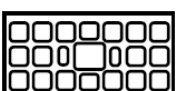
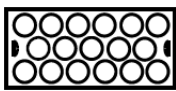
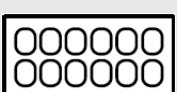
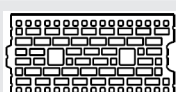
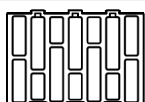
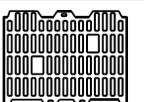
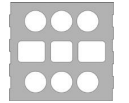
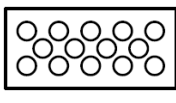
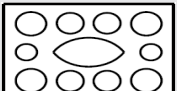
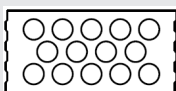

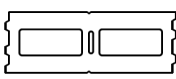
Position des ancrages possible, distance au bord et entraxe minimum et distance entre groupe d'ancrage dans le béton précontraint

Taille de la cheville		8	10
Epaisseur minimum de la pièce à fixer	$h_{nom} \geq (\text{mm})$	-	50
Epaisseur de la semelle inférieure	$d_b \geq (\text{mm})$	-	25
Entraxe des fers du béton précontraint	$l_c \geq (\text{mm})$	-	100
Distance entre les fers du béton précontraint	$l_p \geq (\text{mm})$	-	100
Distance entre la position de la cheville et l'acier du béton précontraint	$a_p \geq (\text{mm})$	-	50
Distance au bord minimum	$c_{min} \geq (\text{mm})$	-	100
Entraxe minimum	$s_{min} \geq (\text{mm})$	-	100
Distance minimum entre les groupes de chevilles	$a_{min} \geq (\text{mm})$	-	100

Schéma des distances et entraxes



## MAÇONNERIES CREUSES HOMOLOGUÉES ET PROPRIÉTÉS

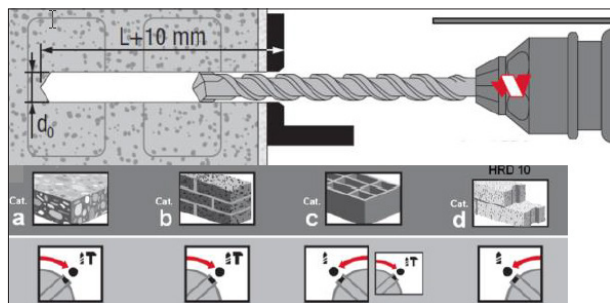
Description	Image	Mode de perçage	Description	Image	Mode de perçage
<b>Brique A</b> Hlz B 12/1,2 Lxpxh (mm) : 300x240x248 h <sub>min</sub> (mm) : 240		Rotation	<b>Brique B</b> Brique creuse Lxpxh (mm) : 210x198x... h <sub>min</sub> (mm) : 210		Rotation
<b>Brique C</b> Doppio Uni Lxpxh (mm) : 230x120x100 h <sub>min</sub> (mm) : 120		Rotation	<b>Brique D</b> Rojo hydrofugano Lxpxh (mm) : 240x115x50 h <sub>min</sub> (mm) : 115		Rotation
<b>Brique E</b> Mattone Lxpxh (mm) : 240x180x100 h <sub>min</sub> (mm) : 180		Rotation	<b>Brique F</b> Hlz 1,2-2DF Lxpxh (mm) : 240x115x113 h <sub>min</sub> (mm) : 115		Rotation percussion
<b>Brique G</b> Hlz 1,0-2DF Lxpxh (mm) : 240x115x113 h <sub>min</sub> (mm) : 110		Rotation percussion	<b>Brique H</b> VHlz 1,6-2DF Lxpxh (mm) : 240x115x113 h <sub>min</sub> (mm) : 115		Rotation percussion
<b>Brique I</b> Doppio Uni Lxpxh (mm) : 250x120x190 h <sub>min</sub> (mm) : 120		Rotation	<b>Brique J</b> Ladrillo perforado Lxpxh (mm) : 240x110x100 h <sub>min</sub> (mm) : 110		Rotation
<b>Brique K</b> Clinker mediterr. Lxpxh (mm) : 240x113x50 h <sub>min</sub> (mm) : 113		Rotation percussion	<b>Brique L</b> Hlz 1,0-9DF Lxpxh (mm) : 372x175x238 h <sub>min</sub> (mm) : 175		Rotation
<b>Brique M</b> Poroton T8 Lxpxh (mm) : 248x365x249 h <sub>min</sub> (mm) : 365		Rotation	<b>Brique N</b> Poroton P700 Lxpxh (mm) : 225x300x190 h <sub>min</sub> (mm) : 300		Rotation
<b>Brique creuse en calcaire conformément à l'EN 771-2</b>					
<b>Brique O</b> KSL 12/1,4 Lxpxh (mm) : 240x248x248 h <sub>min</sub> (mm) : 240		Rotation percussion	<b>Brique P</b> KS L 1,6-2DF Lxpxh (mm) : 240x115x113 h <sub>min</sub> (mm) : 115		Rotation percussion
<b>Brique Q</b> KS L 1,4-3DF Lxpxh (mm) : 240x175x113 h <sub>min</sub> (mm) : 175		Rotation percussion	<b>Brique R</b> KS L R 1,6-16DF Lxpxh (mm) : 480x240x248 h <sub>min</sub> (mm) : 240		Rotation
<b>Brique S</b> Hbl 2/0,8 Lxpxh (mm) : 497x240x248 h <sub>min</sub> (mm) : 240		Rotation percussion	<b>Brique T</b> Hbl 1,2-12DF Lxpxh (mm) : 497x175x238 h <sub>min</sub> (mm) : 175		Rotation



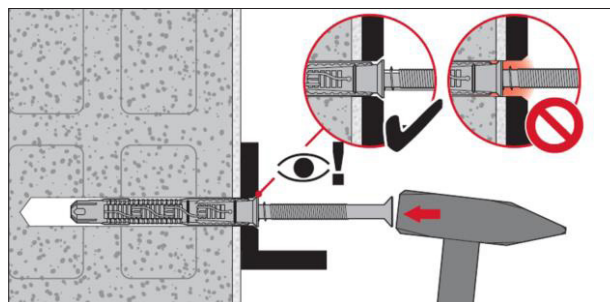
## INSTRUCTIONS DE POSE

Instructions générales, pour plus d'informations, consulter la notice fournie dans la boîte de chaque produit.

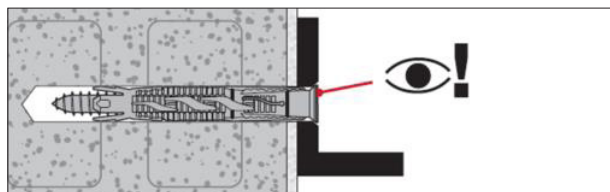
### 1. Percer



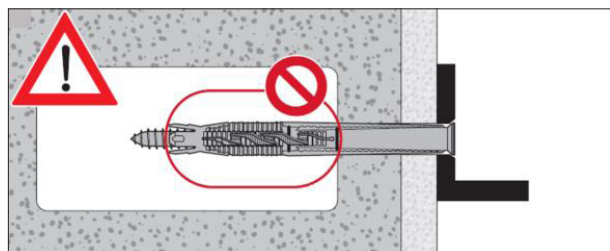
### 3. Insérer la cheville jusqu'à la butée



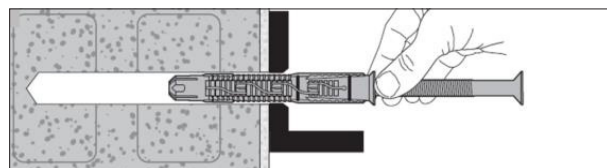
### 5. Contrôle de la pose



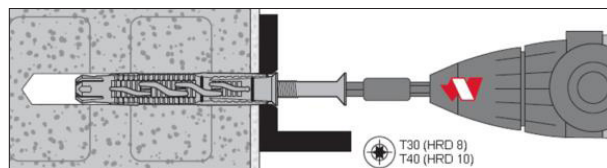
### 7. Fixation de la rondelle d'origine



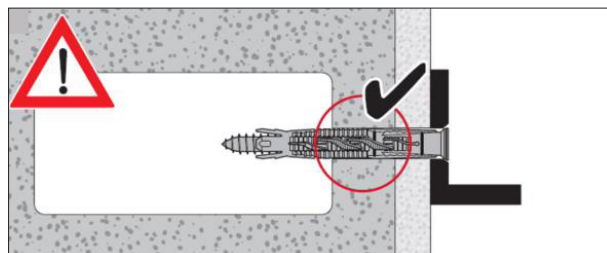
### 2. Insérer la cheville



### 4. Serrage à l'outil de pose

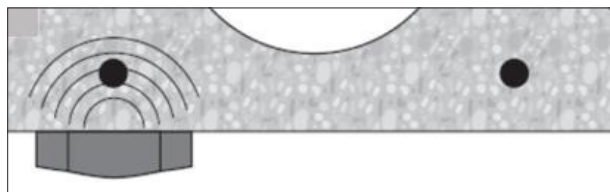


### 6. Fixation de la rondelle d'origine



Préparation supplémentaire en cas de mise en oeuvre dans les bétons précontraints ou dalles alvéolaires

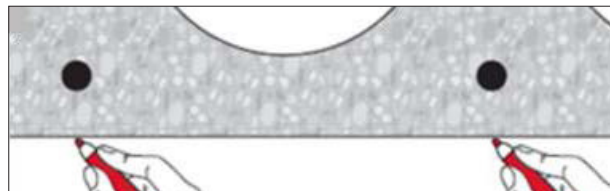
### 1. Emplacement des barres précontraintes



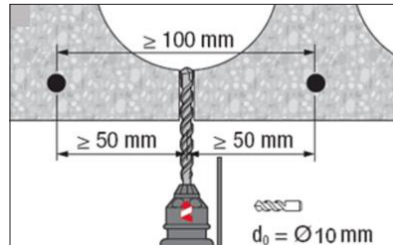
### 2. Marquage



### 3. Marquage



### 4. Perçage



## VALEURS PRÉCALCULÉES I CHARGES STATIQUES

Taille de la cheville			8	10		
Profondeur d'implantation nominale		$h_{nom}$ (mm)	50	50	70	90
Béton C12/15		$N_{Rd}$ (kN)	1,1	1,7	3,3	-
		$V_{Rd}$ (kN)	5,5	8,5	8,5	-
Béton C16/20 - C50/60		$N_{Rd}$ (kN)	1,7	2,5	4,7	-
		$V_{Rd}$ (kN)	5,5	8,5	8,5	-
Brique pleine en terre cuite Mz 2,0 DIN V 105-100 EN 771-1	$f_b \geq 20 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,6	1,2 1,8 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,48	0,8 1,2 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
Brique pleine en silico-calcaire KS 2,0 DIN V 106 EN 771-2	$f_b \geq 20 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	1,0	1,2 1,8 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,8	0,8 1,2 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
Bloc de béton léger Vbl 0,9 DIN V 18151-100 EN 771	$f_b \geq 20 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	- -	1,4 2,4 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	- -	1,0 1,8 <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup> <sup>2)</sup>	- -
	$f_b \geq 6 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,2	-	<sup>2)</sup>	-
Brique solide italienne Tufo	$f_b \geq n/a$	$F_{Rd}$ (kN)	0,56	-	-	-
Brique creuse en terre cuite Hlz B 12/1,2 <b>Brique A<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,2	-	-	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,2-2DF <b>Brique F<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	-	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	-	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	-	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,0-2DF <b>Brique G<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,16	0,3	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,2	0,36	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,24	0,36	-
	$f_b \geq 20 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,36	0,6	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,0-2DF <b>Brique H<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 28 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	1,0	-
	$f_b \geq 50 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	1,2	1,4	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Poroton T8 <b>Brique M<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 6 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,3	0,6	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,0-9DF <b>Brique L<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,48	0,6	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	0,6	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	0,8	-
	$f_b \geq 16 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	1,2	-
Brique creuse en silico-calcaire KSL 12/1,4 <b>Brique O<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	0,3	-	-	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,6-2DF <b>Brique P<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	-	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	-	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	-	-
Brique en terre cuite perforée verticalement Hlz 1,6-2DF <b>Brique Q<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	-	0,8	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	-	1,0	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	-	1,2	-
Brique en terre cuite perforée verticalement KSL R 1,6-16DF <b>Brique R<sup>3)</sup></b>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,36	0,48	-
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,48	0,6	-
	$f_b \geq 12 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	0,8	-
	$f_b \geq 16 \text{ N/mm}^2$	$F_{Rd}$ (kN)	-	0,8	1,0	-

<sup>1)</sup> Valable pour une distance  $c \geq 150 \text{ mm}$ , interpolation toléré pour les valeurs intermédiaires.

<sup>2)</sup> Données à déterminer sur site, les valeurs de  $h_{nom} = 50 \text{ mm}$  peuvent être appliquées.

<sup>3)</sup> Description des briques à la page 6.

Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Evaluation Technique Européenne de la cheville plastique HRD (ETE-07/0219 du 28/06/2018). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur [www.hilti.fr](http://www.hilti.fr).

Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PROFIS Cheville ou PROFIS Engineering est recommandée.

## VALEURS PRÉCALCULÉES I CHARGES STATIQUES

Taille de la cheville		8	10	
Profondeur d'implantation nominale	$h_{nom}$ (mm)	50	50	70
Brique creuse en béton léger Hbl B 2/0,8 <b>Brique S</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 2 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	0,12	-	-
Bloc creux en béton léger Hbl 1,2-12DF <b>Brique T</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	-	0,2	0,3
	$f_b \geq 10 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	-	0,48	0,8
Brique creuse Italienne Poroton P700 <b>Brique N</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 20 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	0,6	-	-
Brique creuse Italienne Dopplo Uni <b>Brique C+I</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 28 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	-	-	0,24
	$f_b \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	0,36 (C)	-	0,6 (I)
Brique creuse Span. Roho hydrofugano <b>Brique D</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 6 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	0,24		
Brique creuse Span. Ladrillo perforado <b>Brique J</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 16 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	-	0,6	0,8
Brique creuse Span. Clinker mediterraneo <b>Brique K</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 75 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	-	-	0,6
Brique creuse <b>Brique B</b> <sup>3)</sup>	$f_b \geq 6 \text{ N/mm}^2$ $F_{Rd}$ (kN)	0,20	-	-
	AAC2 $F_{Rd}$ (kN)	-	-	0,45
	AAC4 $F_{Rd}$ (kN)	0,21	-	1,0
Béton cellulaire		0,21	-	1,0
	AAC6 $F_{Rd}$ (kN)	0,21	-	0,75 <sup>1)</sup>
				2,25 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Valable pour une distance  $c \geq 150 \text{ mm}$ , interpolation tolérée pour les valeurs intermédiaires.

<sup>2)</sup> Données à déterminer sur site, les valeurs de  $h_{nom} = 50 \text{ mm}$  peuvent être appliquées.

<sup>3)</sup> Description des briques à la page 6.

## VALEURS PRÉCALCULÉES I CHARGES STATIQUES DANS LE BÉTON

Taille de la cheville			8	10		
Dans les dalles de béton standard						
Profondeur d'implantation nominale		$h_{nom} \geq$ (mm)	50	50	70	
Résistance de calcul ultime dans le béton	C12/15	$N_{Rd,p}$	1,11	1,66	3,33	
	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	1,66	2,5	4,72	
Dans les dalles de béton mince						
Résistance de calcul ultime dans le béton h = 100 mm à 400 mm	C12/15	$N_{Rd,p}$	-	1,38	-	
	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	-	1,94	-	
Dans les dalles de béton précontraintes						
Résistance de calcul ultime	$d_b \geq 25$ mm	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	-	0,33	-
	$d_b \geq 30$ mm	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	-	0,83	-
	$d_b \geq 35$ mm	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	-	1,38	-
	$d_b \geq 40$ mm	$\geq$ C16/20	$N_{Rd,p}$	-	1,94	-

Le calcul de ces valeurs a été effectué avec un coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mc} = 1,8$ .

Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Évaluation Technique Européenne de la cheville plastique HRD (ETE-07/0219 du 28/06/2018). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur [www.hilti.fr](http://www.hilti.fr).

Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PROFIS Cheville ou PROFIS Engineering est recommandée.