

# **JARDIN DE L'ARS**

## **Ouvrage sur noue Espaces Vert**

### **Note de calculs**

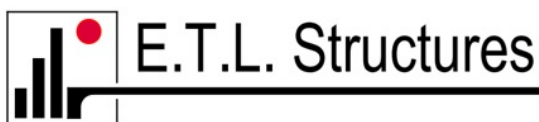
#### **Dimensionnement du Dalot – Bâtiments A et B**

**Entreprise : MOTER**



20 rue Marcel ISSARTIER  
33 700 MERIGNAC  
Tel : 05.56.13.37.00

**Bureau d'études : ETL Structures**



94 Boulevard Vivier Merle  
69003 LYON

Tél : 04.72.36.30.64 - Fax : 04.72.36.92.20 - [contact@etudes-techniques-lyonnaises.fr](mailto:contact@etudes-techniques-lyonnaises.fr)

Lyon le 28/10/2024 - Première diffusion - Ind 0

### Grille de suivi

Indices	0	A	B	C	D
Pages					
1	X				
2	X				
3	X				
4	X				
5	X				
6	X				
7	X				
8	X				
9	X				
10	X				
11	X				
12	X				
13	X				
14	X				
15	X				
16	X				
17	X				
18	X				
19	X				
20	X				
21	X				
22	X				
23	X				
24	X				
25	X				
26	X				
27	X				
28	X				
29	X				
30	X				
31	X				
32	X				
33	X				
34	X				
35	X				
36	X				
37	X				
38	X				
39					
40					
41					
42					

Indices	0	A	B	C	D
Pages					
43					
44					
45					
46					
47					
48					
49					
50					
51					
52					
53					
54					
55					
56					
57					
58					
59					
60					
61					
62					
63					
64					
65					
66					
67					
68					
69					
80					
81					
82					
83					
84					
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92					
93					
94					

Indices	0	A	B	C	D
Pages					
95					
96					
97					
98					
99					
100					
101					
102					
103					
104					
105					
106					
107					
108					
109					
110					
111					
112					
113					
114					
115					
116					
117					
118					
119					
120					
121					
122					
123					
124					
125					
126					
127					
128					
129					
130					
131					
132					
133					
134					
135					
136					

## Sommaire

<b>1</b>	<b>OBJET.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>HYPOTHESES GENERALES .....</b>	<b>6</b>
<b>2.1</b>	<b>Documents de référence.....</b>	<b>6</b>
2.1.1	Règlements et normes.....	6
2.1.2	Documents spécifiques à l'affaire.....	7
<b>2.2</b>	<b>Matériaux .....</b>	<b>8</b>
2.2.1	Béton.....	8
2.2.2	Acier.....	8
2.2.3	Enrobage.....	8
2.2.3.1	Détermination de la classe d'exposition de référence .....	8
2.2.3.2	Détermination de $C_{min,b}$ .....	8
2.2.3.3	Détermination de la classe structurale .....	8
2.2.3.4	Détermination de $C_{min,dur}$ .....	10
2.2.3.5	Détermination de $C_{min}$ .....	10
2.2.3.6	Détermination de $\Delta C_{dev}$ .....	10
2.2.3.7	Détermination de $C_{nom}$ .....	10
2.2.4	Maîtrise de la fissuration .....	10
2.2.5	Limitation des contraintes dans le béton .....	11
2.2.5.1	Contraintes de compression .....	11
2.2.5.2	Contraintes tangentes.....	11
2.2.6	Ancrages des barres.....	11
2.2.7	Longueurs de recouvrements .....	11
<b>2.3</b>	<b>Géotechnique .....</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>CHARGES APPLIQUEES.....</b>	<b>12</b>
<b>3.1</b>	<b>Charge permanente .....</b>	<b>12</b>
<b>3.2</b>	<b>Charges d'exploitation .....</b>	<b>12</b>
3.2.1	Charge piétonne.....	12
3.2.2	Charge de caillebotis sur le mur extérieur du dalot.....	12
<b>4</b>	<b>MODELISATION .....</b>	<b>13</b>
<b>4.1</b>	<b>Principe de calcul .....</b>	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>Géométrie du modèle .....</b>	<b>13</b>
<b>4.3</b>	<b>Chargement sur le modèle .....</b>	<b>14</b>
4.3.1	Charges permanentes .....	14
4.3.1.1	Poids propre de la structure + recharge remblais – G (CAS 1) .....	14

4.3.2	Charges d'exploitation .....	16
4.3.2.1	Charges de piétons – QP (CAS 2).....	16
4.3.2.2	Charges de caillebotis – QC (CAS 2) .....	17
<b>4.4</b>	<b>Combinaisons d'actions .....</b>	<b>17</b>
<b>5</b>	<b>STABILITE EXTERNE .....</b>	<b>18</b>
<b>5.1</b>	<b>Contraintes au sol .....</b>	<b>18</b>
5.1.1	ELU (STR/GEO) .....	18
5.1.2	ELS CARA .....	18
<b>5.2</b>	<b>Limitation d'excentrement des charges .....</b>	<b>19</b>
5.2.1	ELU (STR/GEO) .....	19
5.2.2	ELS CARA .....	19
<b>5.3</b>	<b>Tassement.....</b>	<b>20</b>
<b>6</b>	<b>STABILITE INTERNE.....</b>	<b>21</b>
<b>6.1</b>	<b>Dimensionnement du cadre du dalot .....</b>	<b>21</b>
6.1.1	Sollicitations.....	21
6.1.1.1	Moments fléchissant ELU.....	21
6.1.1.2	Moments fléchissant ELS .....	22
6.1.2	Armatures longitudinales.....	24
6.1.2.1	Section minimale d'armatures .....	24
6.1.2.2	Sections d'armatures requises .....	24
6.1.3	Armatures d'effort tranchant .....	29
6.1.4	Vérification en ELS .....	30
6.1.4.1	Contraintes dans l'acier en ELS CARA .....	30
6.1.4.2	Contraintes dans le béton en ELS.....	30
<b>6.2</b>	<b>Dimensionnement des voiles aux extrémités du dalot .....</b>	<b>31</b>
6.2.1	Sollicitations.....	31
6.2.1.1	Moments fléchissant ELU.....	31
6.2.1.2	Moments fléchissant ELS .....	32
6.2.2	Armatures longitudinales.....	33
6.2.2.1	Section minimale d'armatures .....	33
6.2.2.2	Sections d'armatures requises .....	33
6.2.3	Armatures d'effort tranchant .....	36
6.2.4	Vérification en ELS .....	37
6.2.4.1	Contraintes dans l'acier en ELS CARA .....	37
6.2.4.2	Contraintes dans le béton en ELS.....	37
<b>7</b>	<b>CONCLUSION .....</b>	<b>38</b>

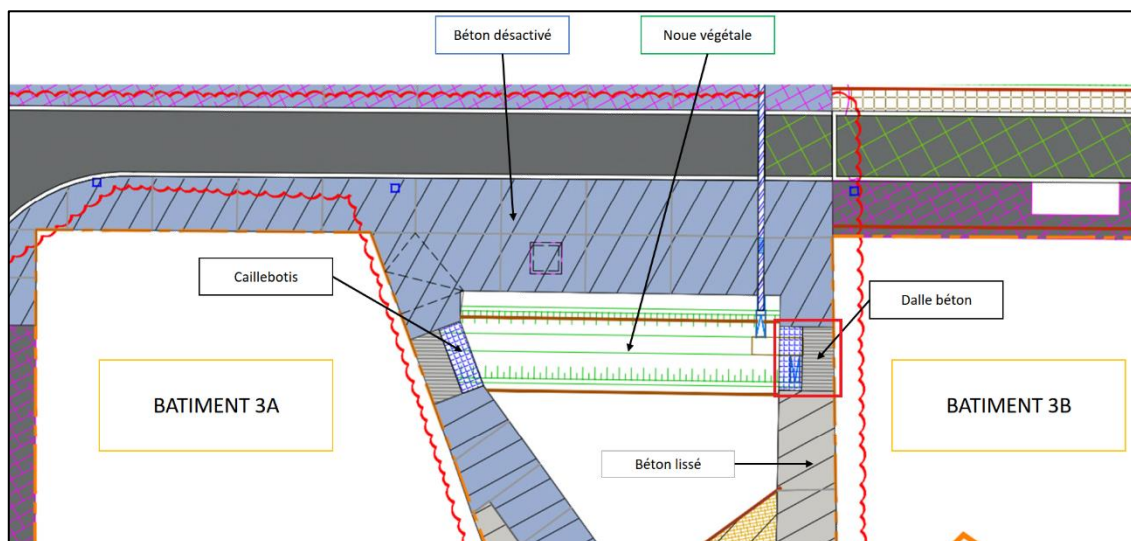


## 1 OBJET

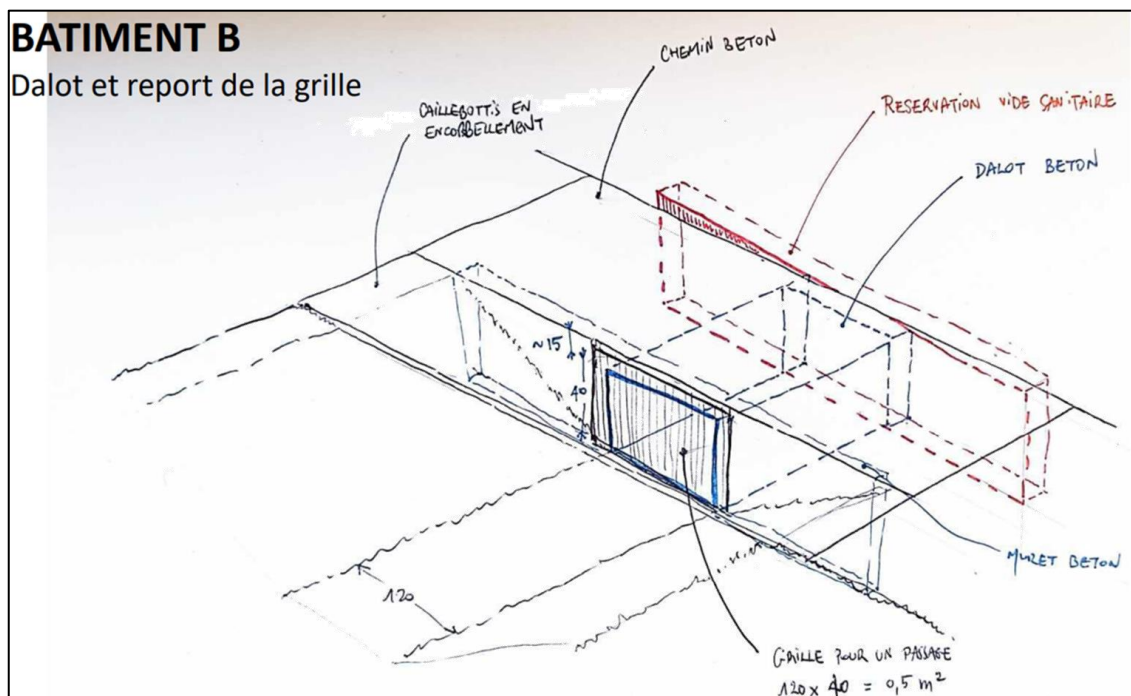
La présente note a pour objet le dimensionnement du dalot (canal d'assainissement) dans le cadre du projet Jardin de l'ARS- à Bordeaux (33).

Cette étude est réalisée pour le compte de l'entreprise « **MOTER** » basée à Mérignac (33).

Ci-dessous le schéma indiquant l'emplacement du dalot d'assainissement du bâtiment B, avec la présence d'un dalot en béton armé (BA) et d'un caillebotis encastré dans le voile extérieur du dalot :



Ci-après, une figure présentant de manière schématique la structure objet de l'étude pour le bâtiment B:



## 2 HYPOTHESES GENERALES

Les hypothèses sont présentées dans la note 5317 NDC01-Indice 0 - AVP

### 2.1 Documents de référence.

#### 2.1.1 Règlements et normes

##### Bases de calcul des structures : Eurocode 0

- ✓ NF EN 1990 (mars 2003) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures
- ✓ NF EN 1990/A1 (juillet 2006) Eurocode – Bases de calcul des structures
- ✓ NF EN 1990/A1/NA (décembre 2007) Eurocode – Bases de calcul des structures – Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 :2006
- ✓ NF P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990:2002

##### Actions sur les structures : Eurocode 1

- ✓ NF EN 1991-1-1 (mars 2003) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- ✓ Annexe nationale à la NF EN 1991-1-1 (mars 2009) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- ✓ NF EN 1991-1-4 (novembre 2005) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent
- ✓ Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (mars 2008) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent
- ✓ NF EN 1991-1-5 (mai 2004) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-5 : actions générales – Actions thermiques
- ✓ Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (février 2008) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-5 : actions générales – Actions thermiques
- ✓ NF P06-111-2 (juin 2004) Eurocodes – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1991-1-1:2002

##### Calcul des structures en béton : Eurocode 2

- ✓ NF EN 1992-1-1 (octobre 2005) Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments
- ✓ NF EN 1992-1-1/NA (mars 2007) Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1:2005 – Règles générales et règles pour les bâtiments
- ✓ NF EN 1992-2 (mai 2006) Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 2 : ponts en béton – Calcul et dispositions constructives
- ✓ NF EN 1992-2/NA (avril 2007) Eurocode 2 – calcul des structures en béton – Partie 2 : ponts en béton – Calcul et dispositions constructives – Annexe nationale à la NF EN 1992-2/2006 – ponts en béton – Calcul et dispositions constructives

##### Calcul géotechnique : Eurocode 7

- ✓ NF EN 1997-1 (juin 2005) Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales

- ✓ *Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (septembre 2006) Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales*
- ✓ *NF EN 1997-2 (septembre 2007) Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais*
- ✓ *NF P94-261 (juin 2013) : Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles.*

### 2.1.2 Documents spécifiques à l'affaire

- ✓ *Note de calcul des réactions d'appui des caillebotis « NDC 2409009\_A Jardin Ars – Caillebotis »*
- ✓ *Plan d'assainissement : « 200912-ARS-Assainissement »*
- ✓ *Plan d'implantation de caillebotis en encorbellement bâtiment A « plan 2409009\_A Jardin Ars - Caillebotis-11-implant 3A »*
- ✓ *Plan d'implantation de caillebotis en encorbellement bâtiment B « plan 2409009\_A Jardin Ars - Caillebotis-10-implant 3B3A »*
- ✓ *« 2009-15-ARS-Revetement de surface structures\_1-303-H »*



## 2.2 Matériaux

### 2.2.1 Béton

Classe de résistance :	C30/37
Classe d'environnement :	XF3, XC4
Résistance caractéristique en compression à 28 jours :	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Résistance moyenne en traction :	$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Module de déformation instantanée :	$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$

### 2.2.2 Acier

Nuance :	B500
Classe de ductilité :	B
Résistance caractéristique :	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

### 2.2.3 Enrobage

#### 2.2.3.1 Détermination de la classe d'exposition de référence

D'après la norme FD P 18-236, la zone de Mérignac (33) se trouve dans une zone de gel normal, soit un béton de classe d'exposition XF1, sans agent de déverglaçage, du fait de l'accessibilité du site.

Nous nous référons à la NOTE 6 de la Clause 4.2 (2) de la NF EN 1992-1-1/NA :

Les classes de référence à retenir pour l'enrobage uniquement sont les suivantes :

		Classe d'exposition			
		XF1	XF2	XF3	XF4
Type de salage (cf. Recommandations GEL 2003)	Peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
	Fréquent	Sans objet	XD1, XD3 pour éléments très exposés (*)	Sans objet	XD2, XD3 pour éléments très exposés (*)
	Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

(\*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation.

Nous retiendrons comme classe d'exposition de référence : **XC4**

#### 2.2.3.2 Détermination de $c_{min,b}$

$c_{min,b}$  correspond l'enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence.

- pour des barres isolées de diamètre  $\varnothing$  ( $\leq 32 \text{ mm}$ ) :  $c_{min,b} = \varnothing$
- pour des paquets de n barres de diamètre  $\varnothing$  ( $\leq 32 \text{ mm}$ ) :  $c_{min,b} = \varnothing$  équivalent ( $\varnothing n^{0.5}$ )

#### 2.2.3.3 Détermination de la classe structurale

La classe structurale de référence est la **classe S4**. Ensuite la classe structurale recommandée peut être minorée ou majorée en fonction des paramètres suivants :

- la durée d'utilisation ;
- la classe de résistance ;
- la nature du liant ;
- la maîtrise de la qualité de production du béton.

La classe structurale recommandée est donnée par le tableau 4.3NF de l'EN 1992-1-1/AN ci-après :

Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1/ XA1 <sup>3)</sup>	XD2/XS2/ XA2 <sup>3)</sup>	XD3/XS3/ XA3 <sup>3)</sup>
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance <sup>1)</sup>	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C55/67 : minoration de 1	≥ C35/45 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C45/55 et < C70/85 : minoration de 1
	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C55/67 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C70/85 : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact <sup>2)</sup>	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

1) Par souci de simplicité, la classe de résistance joue ici le rôle d'un indicateur de durabilité. Il peut être judicieux d'adopter, sur la base d'indicateurs de durabilité plus fondamentaux et des valeurs de seuil associées, une justification spécifique de la classe structurale adoptée, en se référant utilement au guide AFGC «Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages», ou à des documents normatifs reposant sur les mêmes principes.

2) Ce critère ne s'applique que dans le cas des éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie, à savoir :

- face coffrée des éléments plans (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées), coulés horizontalement sur coffrages industriels ;
- éléments préfabriqués industriellement : éléments extrudés ou filés, ou faces coffrées des éléments coulés dans des coffrages métalliques ;
- sous face des dalles de pont, éventuellement nervurées, sous réserve de l'accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration.

3) Pour les classes d'exposition XAi, cette correspondance est indicative sous réserve d'une justification de la nature de l'agent agressif.

**Tableau 4.3NF Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux  $c_{min,dur}$  dans les Tableaux 4.4N et 4.5NF**

Durée d'utilisation : 100 ans → 1  
 Classe de résistance : C30/37 → 0  
 Enrobage compact : Non → 0  
 Classe structurale recommandée : **S6**

#### 2.2.3.4 Détermination de $c_{min,dur}$

$c_{min,dur}$  correspond l'enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement.

La valeur de  $c_{min,dur}$  est donnée dans le tableau 4.4N de l'EN 1992-1-1 ci-après :

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

**Tableau 4.4N Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080**

#### 2.2.3.5 Détermination de $c_{min}$

$c_{min}$  correspond à l'enrobage minimal.

$$c_{min} = \max [c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm}] = 40 \text{ mm}.$$

#### 2.2.3.6 Détermination de $\Delta c_{dev}$

$\Delta c_{dev}$  correspond à une marge de calcul pour tolérances d'exécution.

Pour l'ensemble de l'ouvrage nous retiendrons  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ .

#### 2.2.3.7 Détermination de $c_{nom}$

$c_{nom}$  est l'enrobage nominal à retenir.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}.$$

Nous retiendrons un enrobage de 50 mm en face supérieure.

### 2.2.4 Maîtrise de la fissuration

Béton de classe XC4 :  $w_{max} = 0.30 \text{ mm}$

Afin de faciliter les justifications, aucun calcul direct d'ouverture de fissures ne sera réalisé. Il sera appliqué la méthode simplifiée de la clause 7.3.3 de l'EN 1992-2/NA visant à la maîtrise de la fissuration sans calcul direct et qui se résume à :

- Vérifier que l'espacement des armatures est inférieur à  $5(c + \phi/2)$ .
  - $c$  : min [enrobage ; demi-espacement entre nus intérieurs des aciers]
  - $\phi$  : diamètre de la barre mise en œuvre.
- Limiter la contrainte de calcul de l'acier à 1000  $w_{max}$  pour les pièces partiellement tendues et à 600  $w_{max}$  pour les pièces totalement tendues sous combinaisons ELS fréquentes.

En résumé nous retiendrons :

**$\sigma_s < 300 \text{ MPa}$  sous combinaisons ELS caractéristiques**

## 2.2.5 Limitation des contraintes dans le béton

### 2.2.5.1 Contraintes de compression

Contrainte de compression maximale à l'ELS caractéristique et fréquent :  $\sigma_{bc} = 0.60 f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$

Contrainte de compression maximale à l'ELS quasi-permanent :  $\sigma_{bc} = 0.45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$

### 2.2.5.2 Contraintes tangentes

Pour les éléments de type « dalle » comprenant aussi les voiles, les radiers bénéficiant d'un effet de redistribution transversale et sous combinaisons ELU STR, la contrainte sera limitée à :

$$v_{\min} = 0.34 / 1.5 \times 30^{0.5} = \underline{1.24 \text{ MPa}}$$

## 2.2.6 Ancrages des barres

- Nous considérons que les conditions d'adhérence sont bonnes :  $\eta_1 = 1$
- Le diamètre des barres sera inférieur à  $\Phi 32\text{mm}$  :  $\eta_2 = 1$

Longueur d'ancrage									
Classe de résistance du béton	$\eta_1$	$\eta_2$	$\alpha_{ct}$	$\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5$	$f_{ck,0.05} \text{ (MPa)}$	$f_{ctd} \text{ (MPa)}$	$f_{bd} \text{ (MPa)}$	$l_{b,rqd}$	$l_{bd}$
C30/37	1	1	1	1	2.00	1.33	3.00	$36 \cdot \emptyset$	$36 \cdot \emptyset$

## 2.2.7 Longueurs de recouvrements

Afin de ne pas gérer de recouvrements alternés sur le site, nous retiendrons le cas le plus préjudiciable tel que :  $\rho_1 = 100 \% \rightarrow \alpha_6 = 1.5$

$$l_0 = \alpha_6 l_{bd} = 1.5 \times 36 \emptyset = \underline{54 \emptyset}$$

## 2.3 Géotechnique

Aucun rapport géotechnique n'a été transmis pour réaliser l'étude de ces fondations, les hypothèses retenues ci-dessous sont à valider par une mission géotechnique type G2 ou G3.

- Capacité portante du sol :

- Contrainte de rupture :  $q_{\text{net}} = \mathbf{0.28 \text{ MPa}}$  ( $i_\delta = 1$ )
- Contrainte admissible ELU :  $q'_{\text{ELU}} = q_{\text{net}} / (\gamma_{R,v} \times \gamma_{R;d,v}) = 0.28 / (1.4 \times 1.2) = \mathbf{0.17 \text{ MPa}}$
- Contrainte admissible ELS :  $q'_{\text{ELS}} = q_{\text{net}} / (\gamma_{R,v} \times \gamma_{R;d,v}) = 0.28 / (2.3 \times 1.2) = \mathbf{0.10 \text{ MPa}}$

- Caractéristiques mécaniques du sol de fondation :

- Angle de frottement :  $\phi' = 25^\circ$
- Cohésion :  $c = 0 \text{ kPa}$



### 3 CHARGES APPLIQUEES

#### 3.1 Charge permanente

Masse volumique du béton armé :  $\gamma_b = 25 \text{ kN / m}^3$

Masse volumique des terres :  $\gamma_h = 20 \text{ kN / m}^3$

#### 3.2 Charges d'exploitation

##### 3.2.1 Charge piétonne

Charge piéton type « publique » :  $p = 4 \text{ kN / m}^2$

##### 3.2.2 Charge de caillebotis sur le mur extérieur du dalot

Comme indiqué dans la note de calcul de caillebotis « NDC 2409009\_A Jardin Ars – Caillebotis », la descente des charges en ELU est donnée ci-après pour une platine de fixation ayant une largeur de reprise de 1.43 m :

Calculs des charges sur appuis				
Réaction sur appui :	R	(daN)		1382.00
Moment d'encastrement :	M	(daN.m)		1036.50

Étant donné que les charges d'exploitation constituent la majorité des charges sur le caillebotis, nous adoptons une approche sécuritaire et simplifiée en considérant que la totalité des charges mentionnées ci-dessus sont dues aux charges d'exploitation, multipliées par un facteur  $\gamma_Q = 1.5$ .

Alors les charge d'exploitation considérée dans le calcul :

$$R = 13.82 / 1.5 = 9.21 \text{ kN / appui}$$

$$M = 10.36 / 1.5 = 6.9 \text{ kN.m / appui}$$



## 4 MODELISATION

### 4.1 Principe de calcul

Nous effectuons un modèle de calcul aux éléments finis sur le logiciel « Advance Design » développé par GRAITEC.

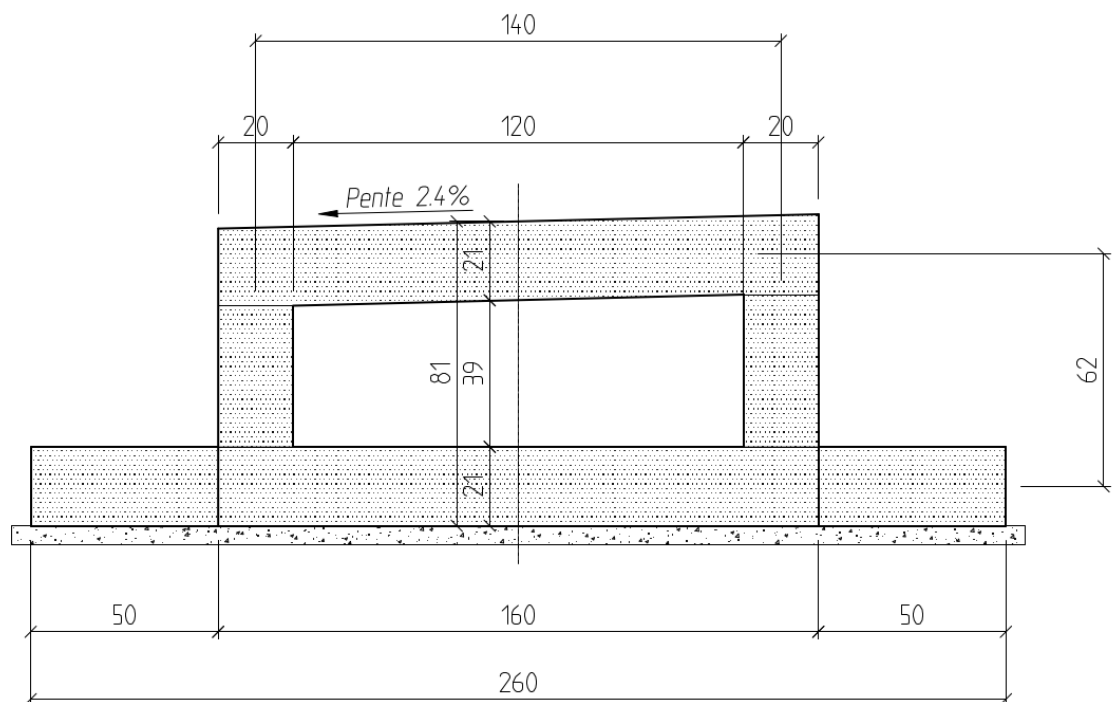
Nous étudions le cas le plus défavorable qui s'agit du bâtiment B.

Pour prévenir l'instabilité due au renversement (limite de pourcentage du sol comprimé à l'ELS), une extension du radier, d'une largeur d'environ 50 cm de chaque côté était nécessaire.

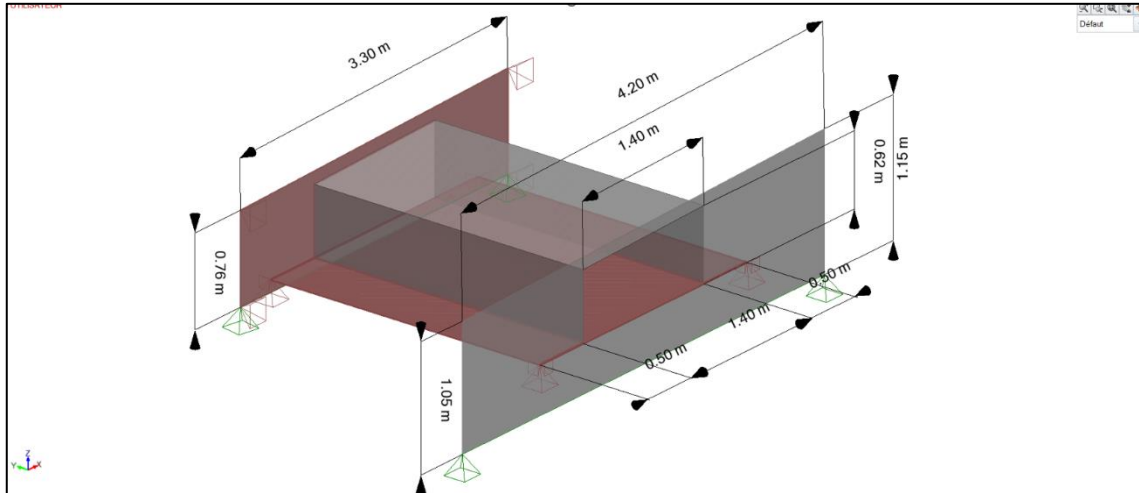
### 4.2 Géométrie du modèle

- ✓ La dalle supérieure est modélisée par un élément surfacique de 20 cm d'épaisseur, avec une pente de 2 % selon l'axe y, atteignant ainsi une épaisseur de 24 cm de l'autre côté de la dalle.
- ✓ Le radier est modélisé par un élément surfacique de 20 cm d'épaisseur posé sur appui élastique de butée avec une raideur verticale :  $k_z = 2 \text{ MPa/m}$  analyse non linéaire. (Cette valeur est obtenue par une itération entre l'étude structurelle ETL et l'étude géotechnique de la société « GINGER »)
- ✓ Les voiles du dalot sont modélisés par des éléments surfaciques de 20 cm d'épaisseur. Les voiles situés dans le plan des ouvertures du dalot sont supportés par des butées linéaires avec une raideur de  $k_z = 2 \text{ MPa/m} \times 0.2 \text{ m} = 0.4 \text{ MN/ml/m}$
- ✓ Les éléments sont modélisés aux axes
- ✓ Une butée horizontale est modélisée sur le mur au fond pour simuler l'existence du bâtiment et empêcher le déplacement dans la direction Y+

Ci-après, une coupe verticale type illustrant le coffrage du dalot et montrant l'extension du radier.



Ci-après une capture d'écran du logiciel « Advance Design » indiquant la géométrie du modèle adopté :



- ✓ Liaison entre les éléments surfaciques : encastrement
- ✓ Le calcul est effectué par analyse non linéaire afin d'éviter la décompression du sol.

## 4.3 Chargement sur le modèle

### 4.3.1 Charges permanentes

#### 4.3.1.1 Poids propre de la structure + recharge remblais – G (CAS 1)

Le poids propre de la structure est automatiquement pris en compte par le logiciel.

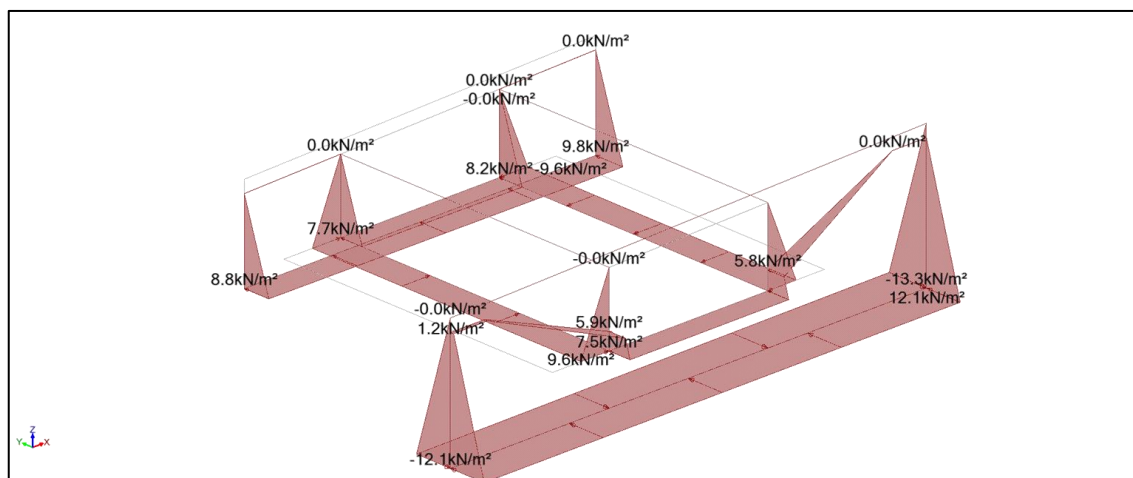
$$\phi' = 25^\circ \quad \Rightarrow \quad k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.577$$

La poussée de la terre sur le mur extérieur, au maximum, est calculée comme suit :  
 $p = 1.18 \text{ m} \times 20.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.577 = 13.3 \text{ kN/m}^2$

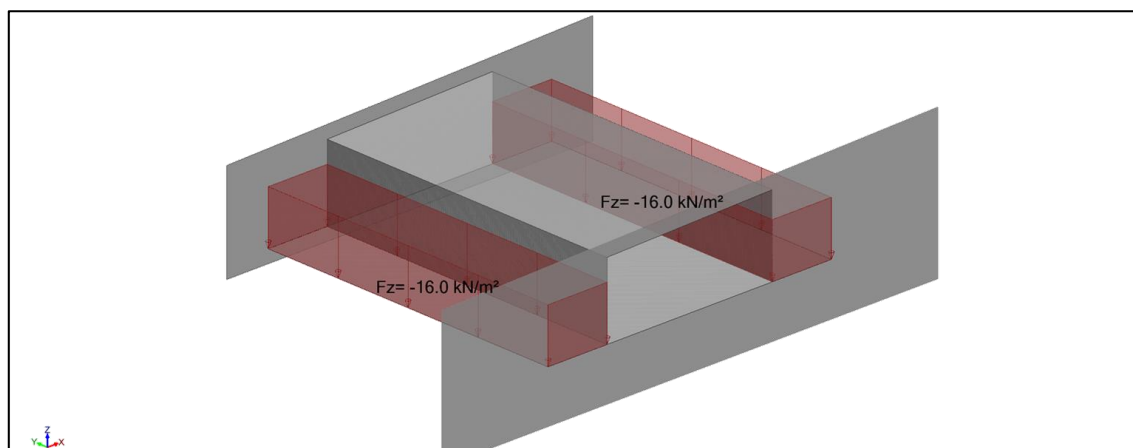
Cette poussée est appliquée en tenant compte de la pente du sol existant après le voile extérieur supportant le caillebotis.

Les charges verticales sur l'extension du radier de 50 cm due au poids du sol  $\approx 0.8 \text{ m} \times 20.0 \text{ kN/m}^3 = 16 \text{ kN/m}^2$

Ci-après, la capture d'écran montre les poussées au sol maximales dues au poids propre du sol :



Ci-après la capture d'écran indiquant les charges verticales sur l'extension du radier due au poids du sol :

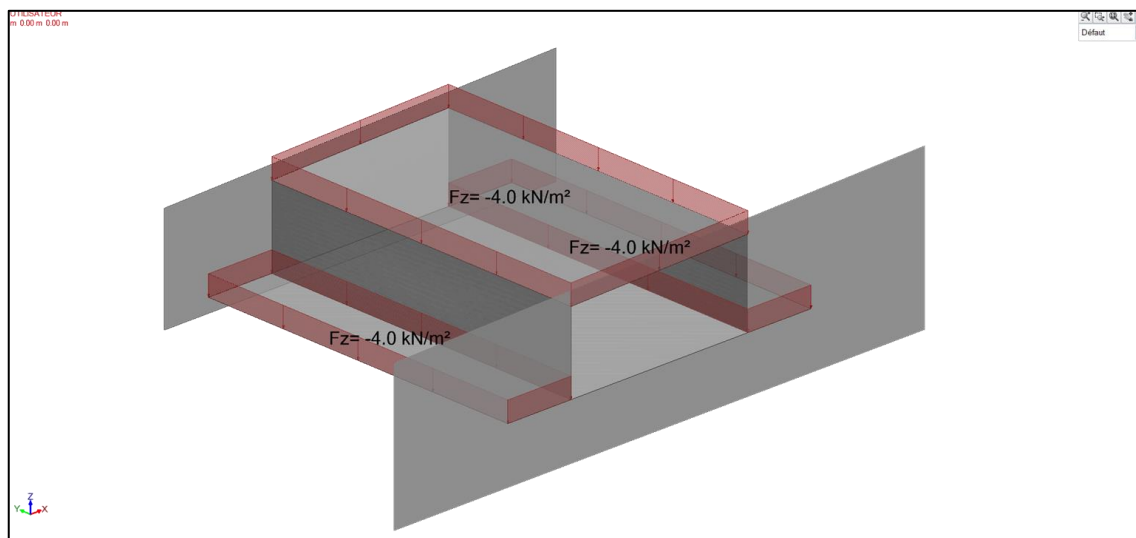


### 4.3.2 Charges d'exploitation

#### 4.3.2.1 Charges de piétons – QP (CAS 2)

Les charges verticales due au piéton = 4 kPa

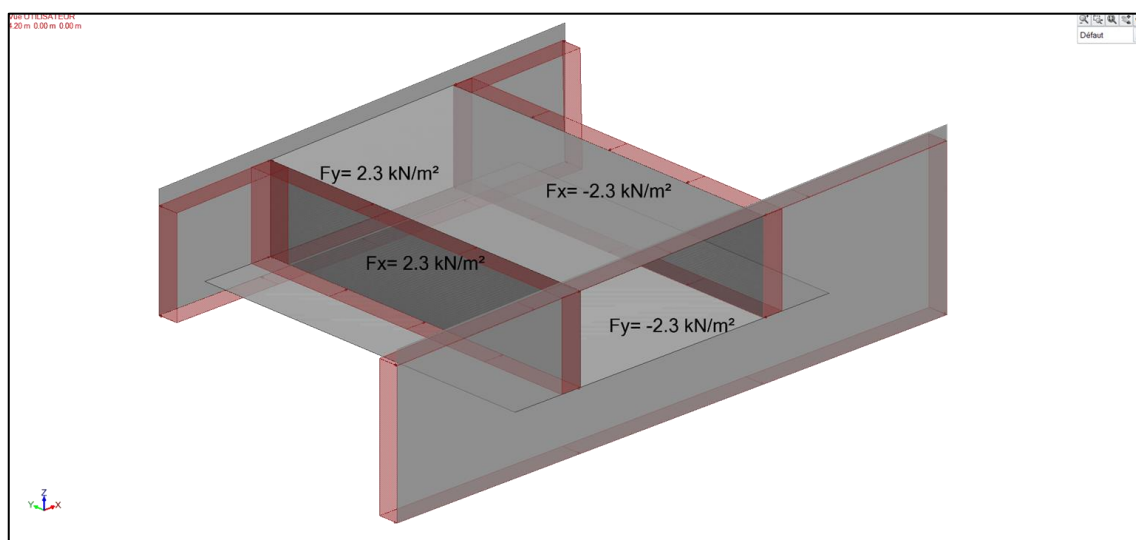
Ci-après la capture d'écran montrant les charges verticales appliquées sur la dalle du dalot et l'extension du radier :



Les poussées sur les éléments verticaux due à la charge de piétons est calculé de la manière suivante :

$$P_q = k_0 \times q = 4 \times 0.577 = 2.3 \text{ kPa}$$

Ci-après, la capture d'écran illustrant les poussées exercées sur les éléments verticaux en raison des charges d'exploitation piétonnes :



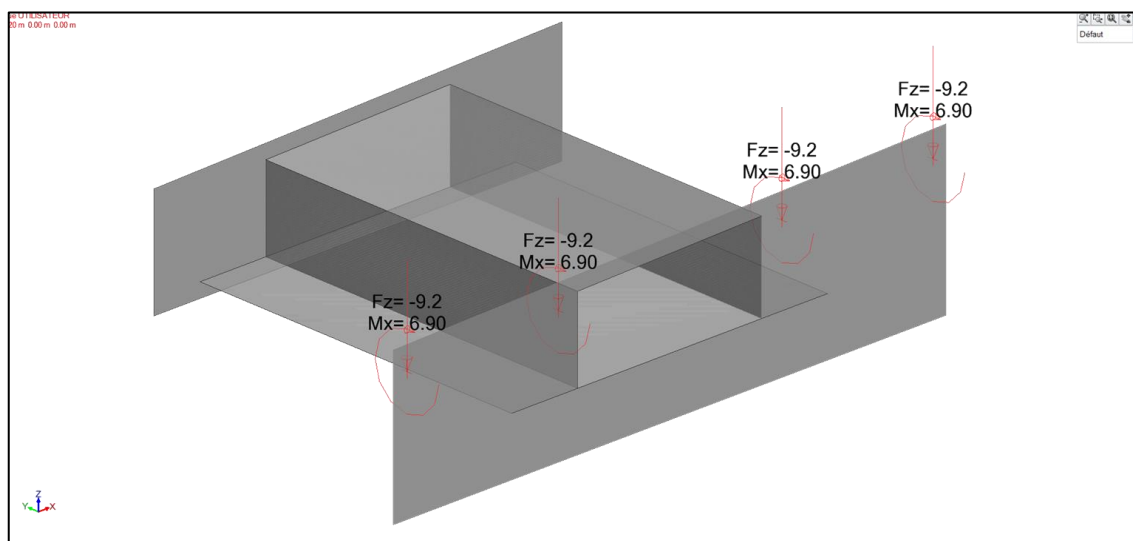
#### 4.3.2.2 Charges de caillebotis – QC (CAS 2)

Comme indiqué précédemment dans le chapitre 3.2.2, les charges non pondérées appliquées par point d'application sur le mur extérieur, dans le plan de l'ouverture du dalot, sont les suivantes :

$$R = 13.82 / 1.5 = 9.21 \text{ kN / appui}$$

$$M = 10.36 / 1.5 = 6.9 \text{ kN.m / appui}$$

Ci-après la capture d'écran indiquant les charges de caillebotis appliqué sur le mur du dalot :



#### 4.4 Combinaisons d'actions

Ci-après les combinaisons prises en compte pour l'étude de la stabilité interne et externe de la structure:

	Description de la combinaison	Code	Type
101	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
102	1x[1 G]+1.5x[2 Q_Piéton]	ECELUSTR	ELU
103	1x[1 G]+1.5x[3 Q_Caillebotis]	ECELUSTR	ELU
104	1x[1 G]+1.5x[2 Q_Piéton]+1.5x[3 Q_Caillebotis]	ECELUSTR	ELU
105	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q_Piéton]	ECELUSTR	ELU
107	1.35x[1 G]+1.5x[3 Q_Caillebotis]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q_Piéton]+1.5x[3 Q_Caillebotis]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSCQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q_Piéton]	ECELSCQ	ELS
111	1x[1 G]+1x[3 Q_Caillebotis]	ECELSCQ	ELS
112	1x[1 G]+1x[2 Q_Piéton]+1x[3 Q_Caillebotis]	ECELSCQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.6x[2 Q_Piéton]	ECELSQP	ELS
115	1x[1 G]+0.6x[3 Q_Caillebotis]	ECELSQP	ELS
116	1x[1 G]+0.6x[2 Q_Piéton]+0.6x[3 Q_Caillebotis]	ECELSQP	ELS

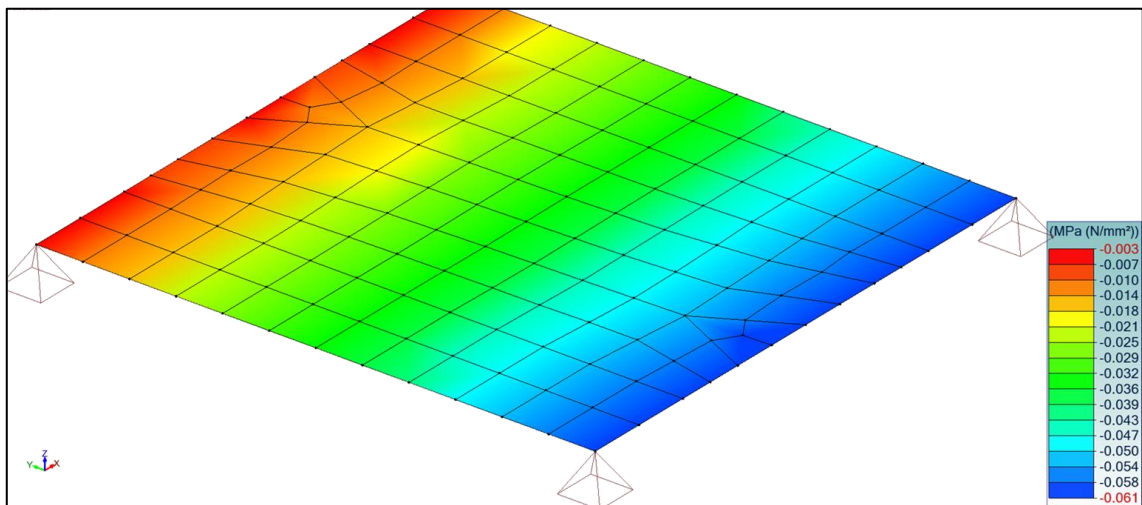
## 5 STABILITE EXTERNE

### 5.1 Contraintes au sol

Ci-après les diagrammes enveloppes maximales des contraintes au sol en ELU et ELS

#### 5.1.1 ELU (STR/GEO)

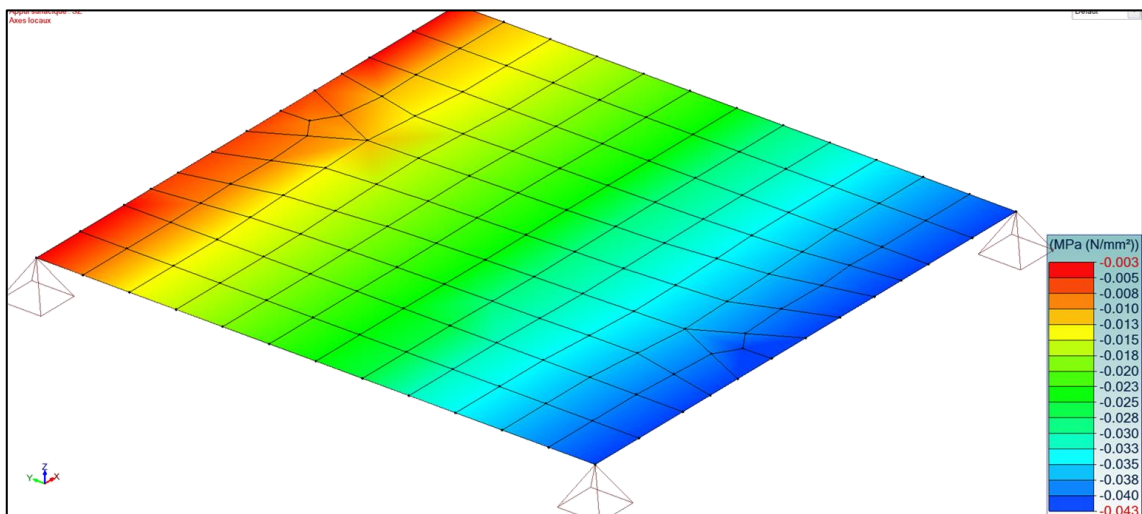
La contrainte critique au sol en ELU est obtenue dans la combinaison  $1.35 G + 1.5 Q_{\text{piéton}} + 1.5 Q_{\text{caillebotis}}$  :



Nous relevons une contrainte maximale en ELU  $q_{\text{max}} = 0.061 \text{ MPa} < q'_{\text{ELU}} = 0.17 \text{ MPa}$  **OK**

#### 5.1.2 ELS CARA

La contrainte critique au sol en ELU est obtenue dans la combinaison  $1.00 G + 1.00 Q_{\text{piéton}} + 1.00 Q_{\text{caillebotis}}$  :



Nous relevons une contrainte maximale en ELS  $q_{\text{max}} = 0.043 \text{ MPa} < q'_{\text{ELS}} = 0.1 \text{ MPa}$  **OK**

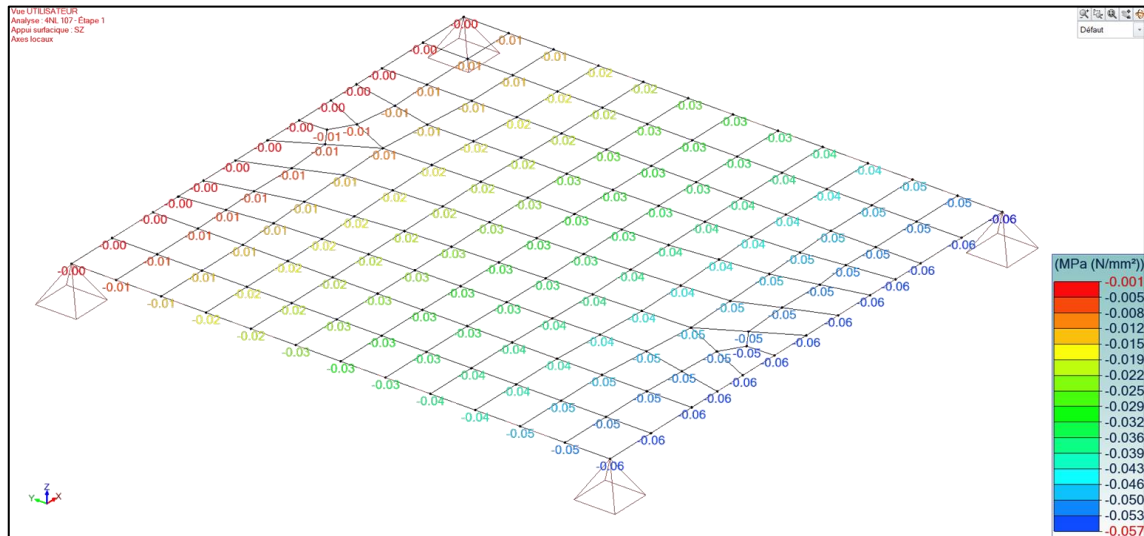
Alors les contraintes au sol sont acceptables.

## 5.2 Limitation d'excentrement des charges

### 5.2.1 ELU (STR/GEO)

Le pourcentage de la surface comprimée à l'ELU le plus défavorable est obtenue avec la combinaison

1.35 G + 1.50 Q<sub>caillebotis</sub> :

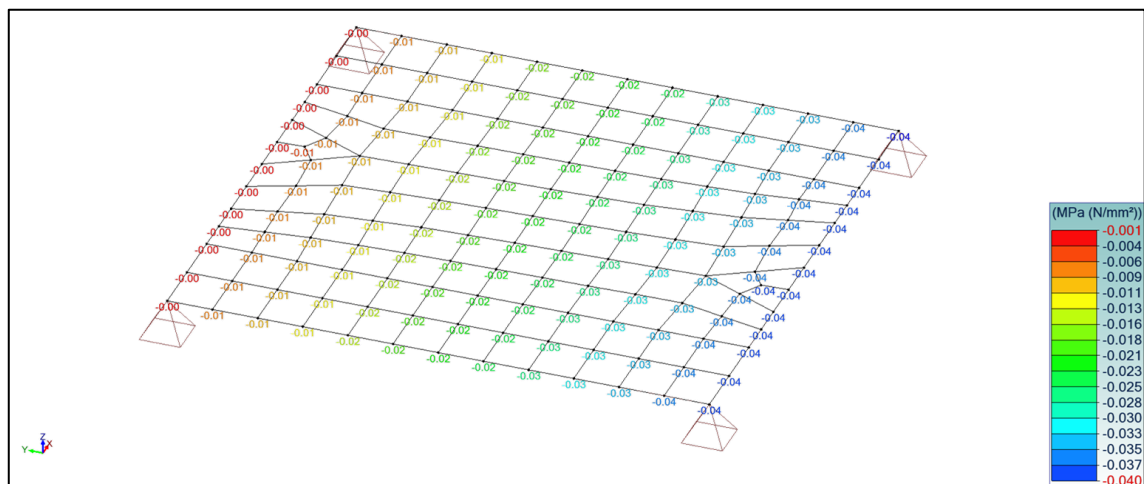


La valeur du pourcentage de la surface comprimée par rapport à la surface totale de la fondation > 10 %  
Alors la limitation d'excentrement des charges pour l'ELU est vérifiée.

### 5.2.2 ELS CARA

Le pourcentage de la surface comprimée à l'ELS le plus défavorable est obtenue avec la combinaison

1.00 G + 1.00 Q<sub>caillebotis</sub> :



La valeur du pourcentage de la surface comprimée par rapport à la surface totale de la fondation est égale à environ 92 % > 75 %

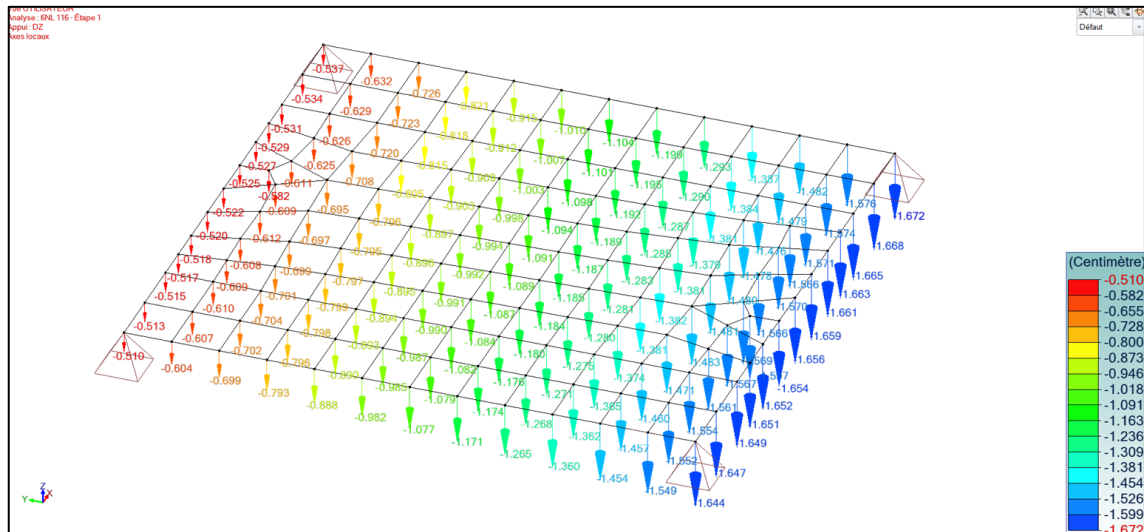
Alors la limitation d'excentrement des charges pour l'ELS est vérifiée.



### 5.3 Tassement

Le tassement du sol est calculé dans les combinaisons ELS quasi permanente.

Le tassement le plus défavorable est obtenue dans les combinaisons  $1.00 G + 0.60 Q_{\text{piéton}} + 0.60 Q_{\text{caillebotis}}$  :



Le tassement maximal sous le radier obtenue en ELS QP est de l'ordre de 1.6 cm.



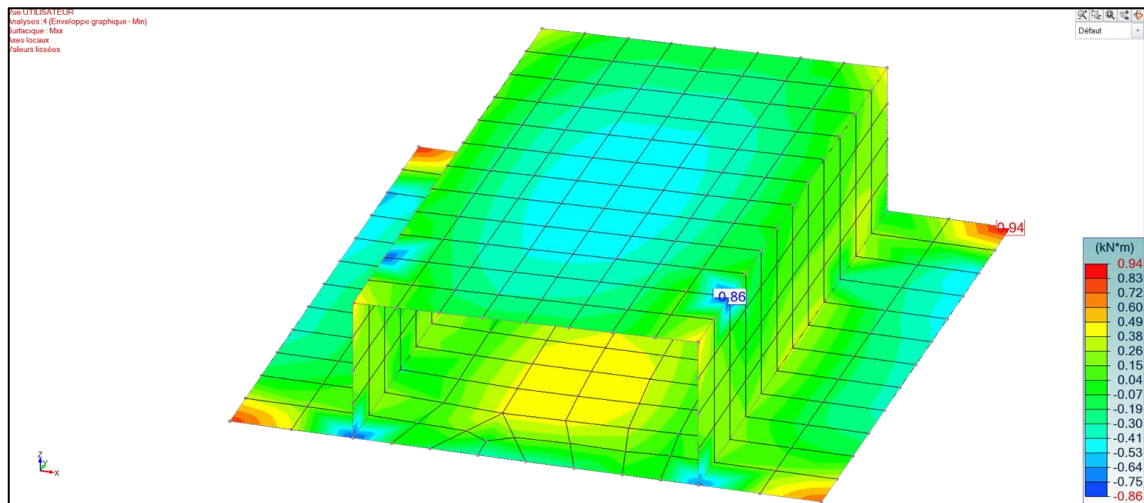
## 6 STABILITE INTERNE

### 6.1 Dimensionnement du cadre du dalot

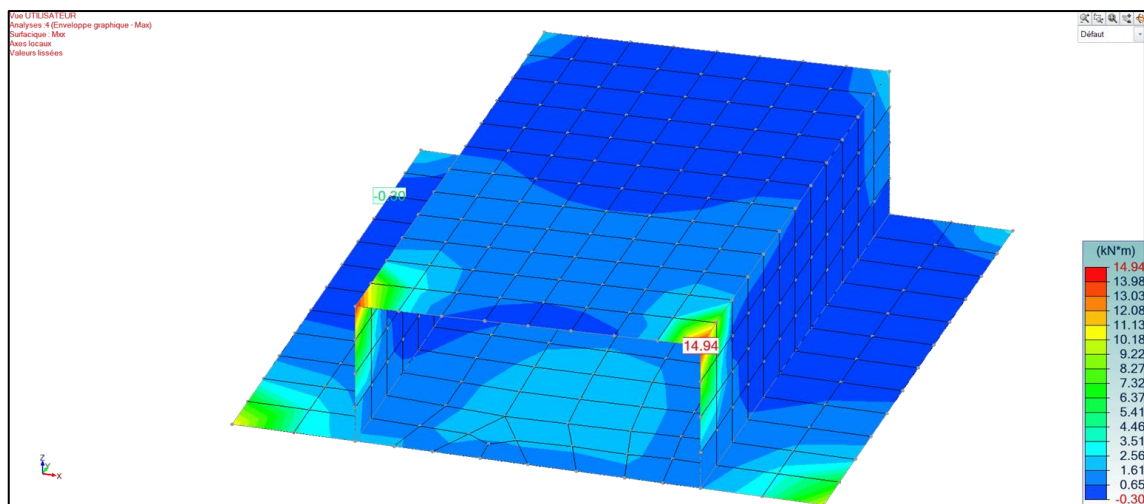
#### 6.1.1 Sollicitations

##### 6.1.1.1 Moments fléchissant ELU

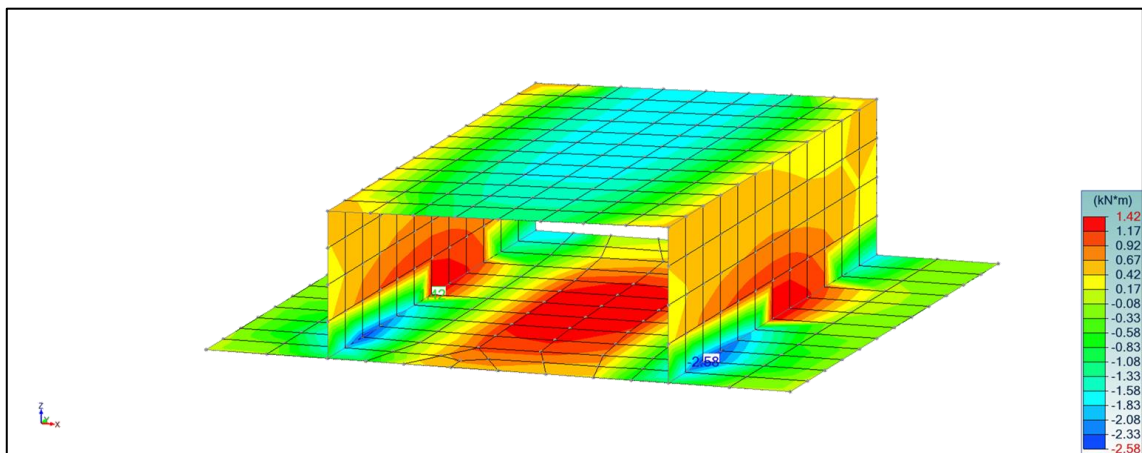
- Mxx min



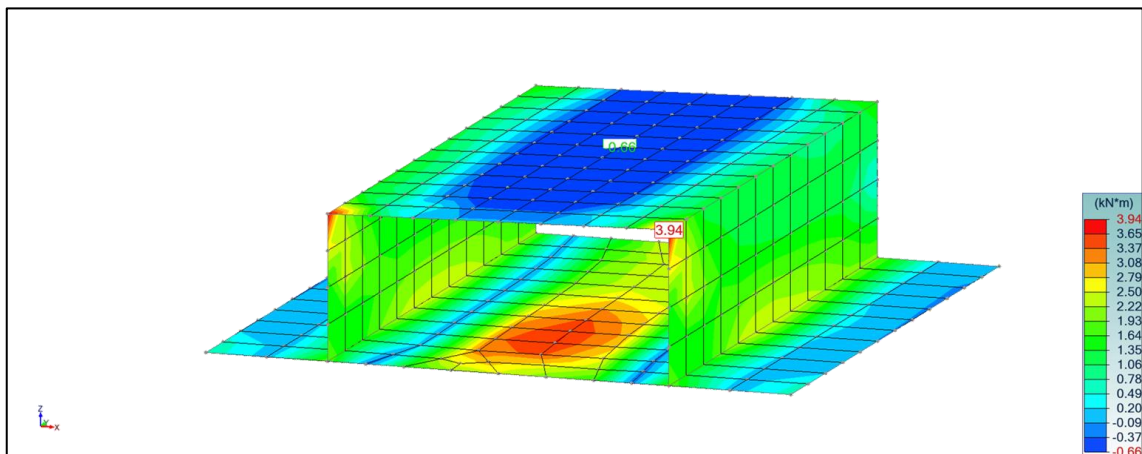
- Mxx max



- Myy min

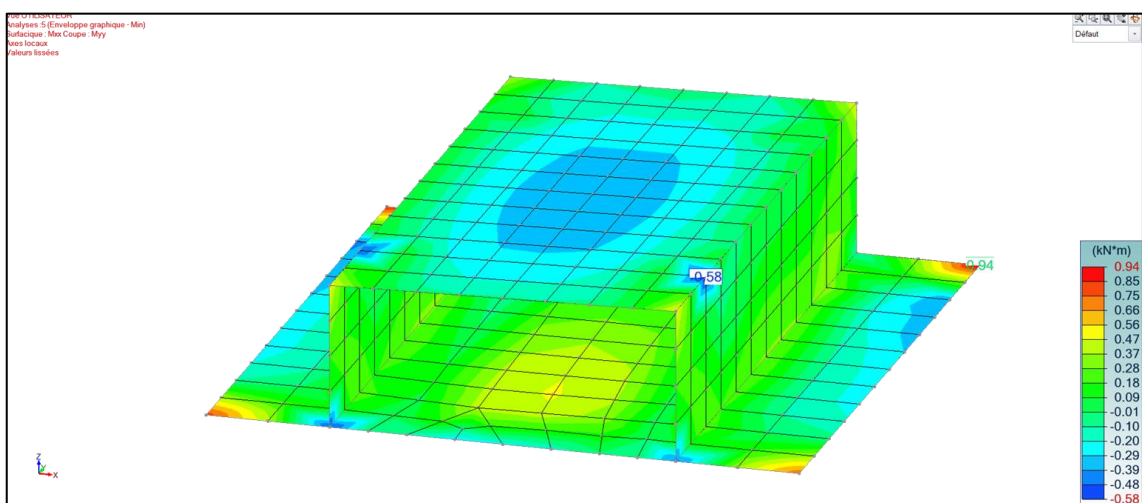


- Myy max

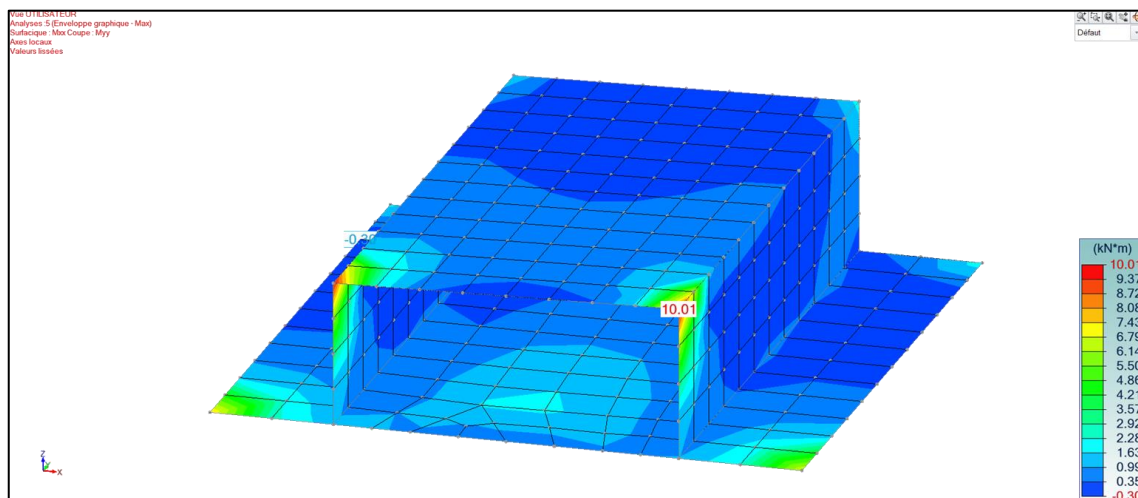


#### 6.1.1.2 Moments fléchissant ELS

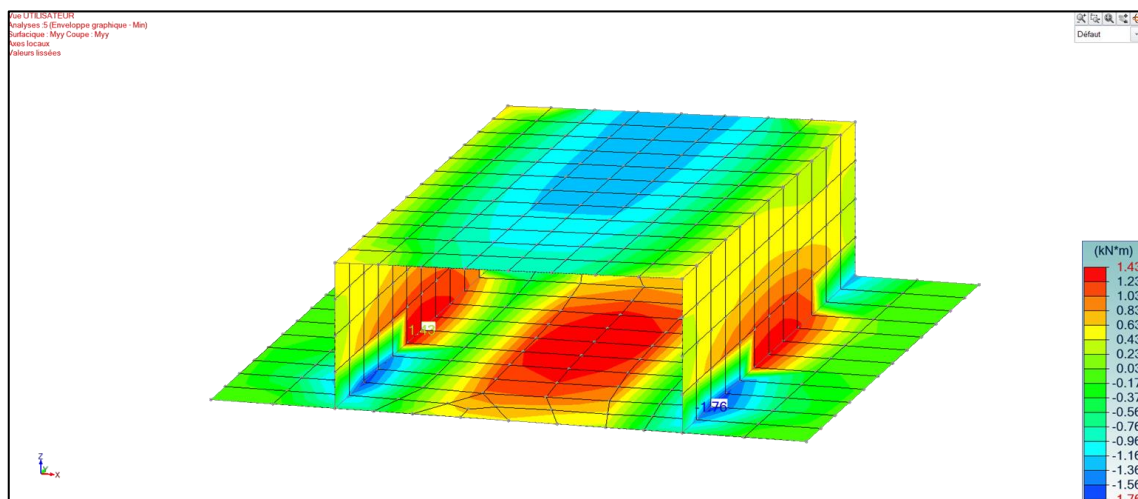
- Mxx min



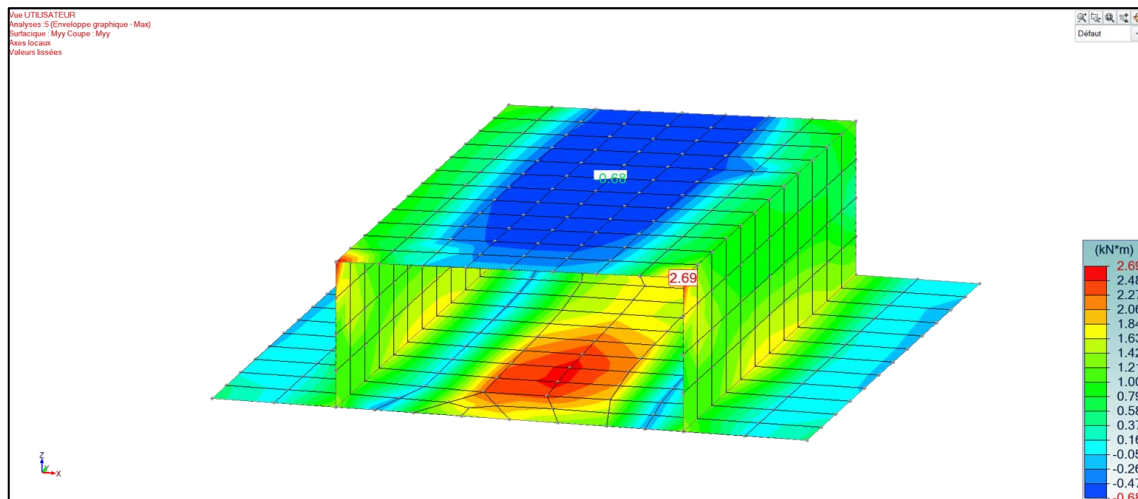
• Mxx max



• Myy min



• Myy max



## 6.1.2 Armatures longitudinales

### 6.1.2.1 Section minimale d'armatures

Nous calculons la section minimale d'armatures conformément au § 9.2.1.1 de la NF EN 1992-1-1 :

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \times 2.9 / 500 \times 100 \times 14 = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retenons Alors **HA8 e=20 cm** (2.5 cm<sup>2</sup>/m) comme section minimale d'armatures.

### 6.1.2.2 Sections d'armatures requises

Le logiciel calcule automatiquement les sections d'armatures requises selon l'EC2.

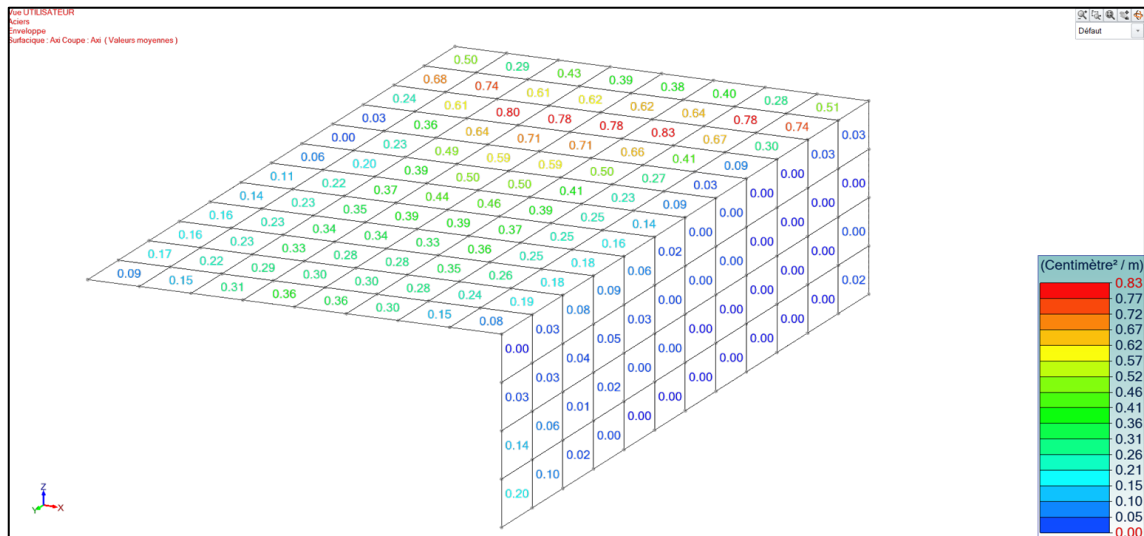
Ci-après les captures d'écran indiquant les diagrammes des sections d'acier requises selon les hypothèses suivantes :

- ELU avec  $f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
- ELS caractéristiques avec  $\sigma_s \leq 300 \text{ MPa}$

#### 6.1.2.2.1 Dalle et pénétrations

Les captures d'écran suivantes présentent un pénétration afin de simplifier la lecture des résultats.

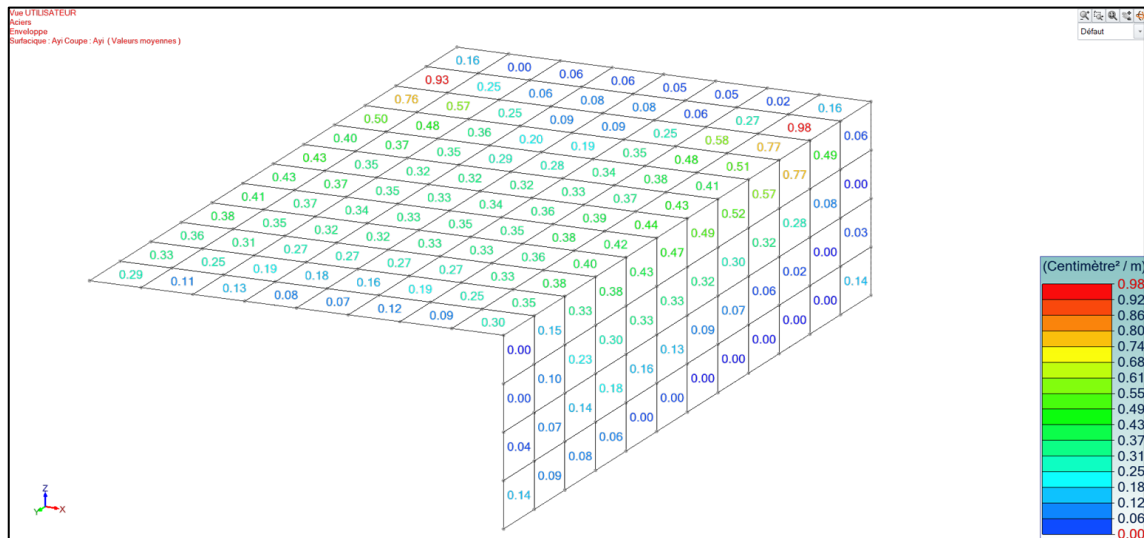
##### 6.1.2.2.1.1 Faces intérieures suivant X



$$A_{xi \text{ max}} = 0.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de 2.5 cm<sup>2</sup>/ml (HA8 e=20) **OK**

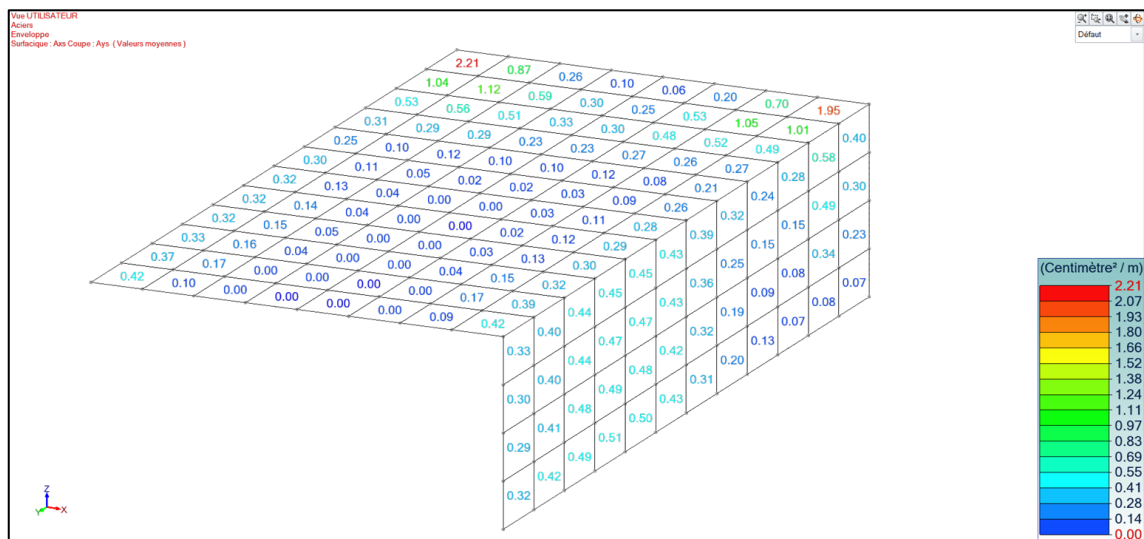
### 6.1.2.2.1.2 Faces intérieures suivant Y



$A_{yi \text{ max}} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**

### 6.1.2.2.1.3 Faces extérieures suivant X

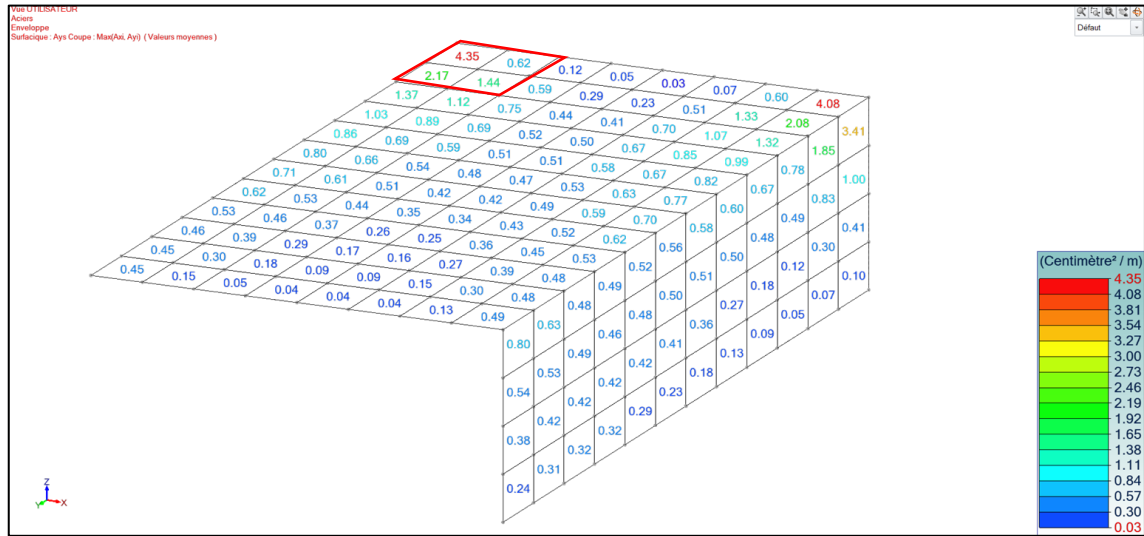


$A_{xs \text{ max}} = 2.21 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**



#### 6.1.2.2.1.4 Faces extérieures suivant Y



$A_{ys \max} = 4.35 \text{ cm}^2/\text{m}$

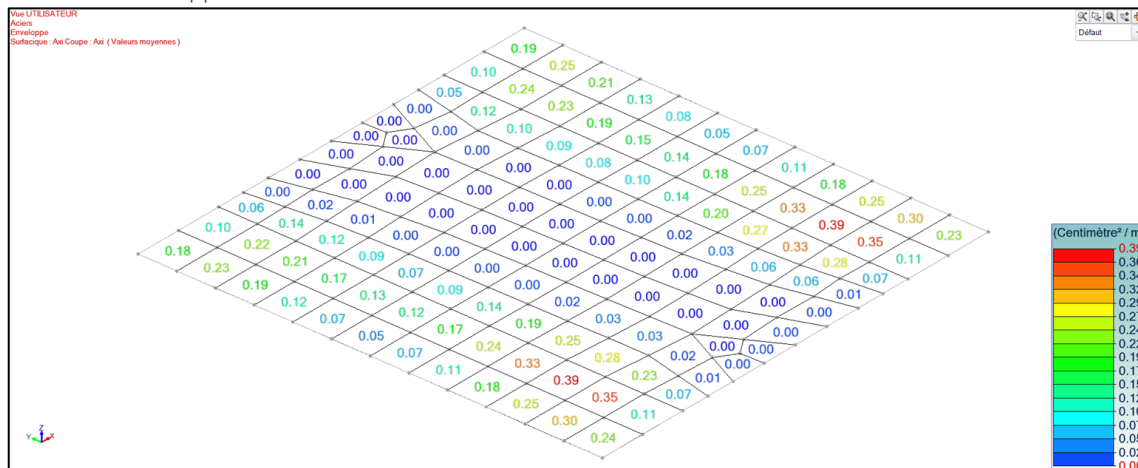
Bien que le ferrailage obtenu soit supérieur à  $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans deux mailles, ces valeurs peuvent être allégées par une moyennisation sur les 4 mailles critiques ( $0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$ ) :

$$(4.35 + 2.17 + 1.44 + 0.62) / 4 = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{OK}$$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de **HA8 e=20 cm** ( $2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

### 6.1.2.2.2 Radier

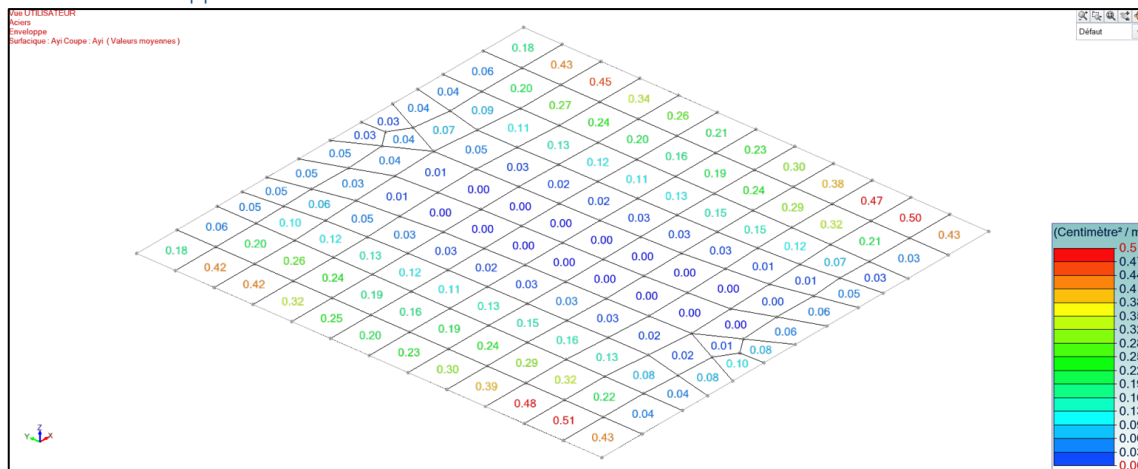
#### 6.1.2.2.2.1 Nappe inférieure suivant X



$A_{xi \max} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**

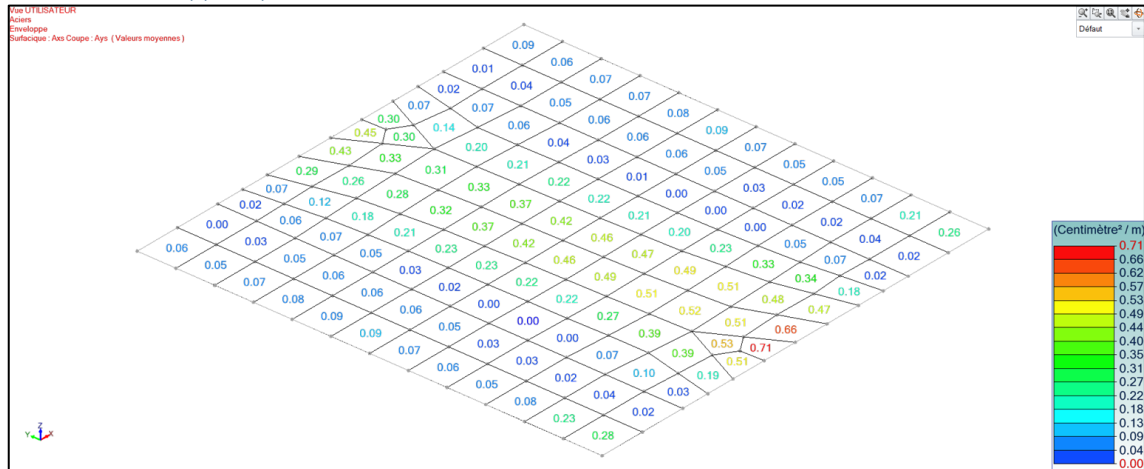
#### 6.1.2.2.2.2 Nappe inférieure suivant Y



$A_{yi \max} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**

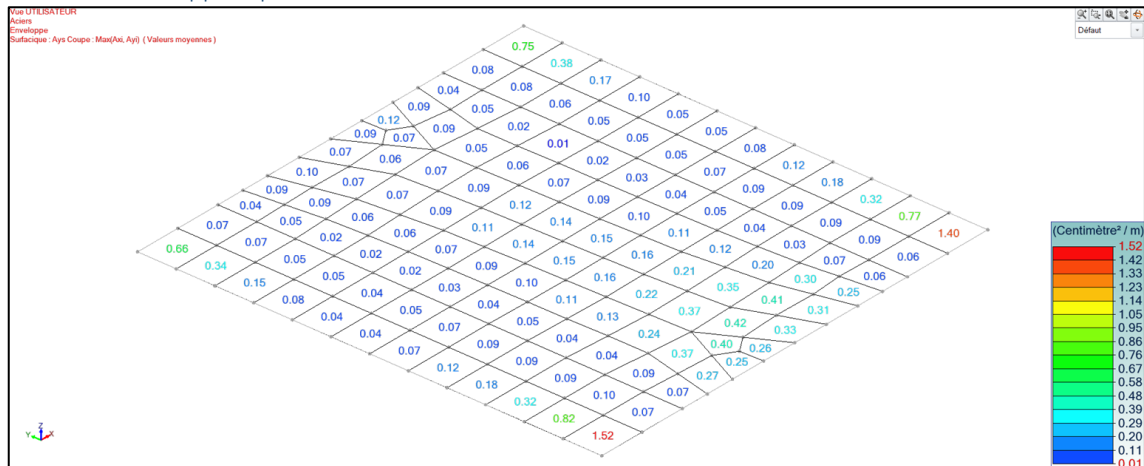
#### 6.1.2.2.3 Nappe supérieure suivant X



$$A_{xs} \max = 0.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de 2.5 cm<sup>2</sup>/ml (HA8 e=20) **OK**

#### 6.1.2.2.4 Nappe supérieure suivant Y



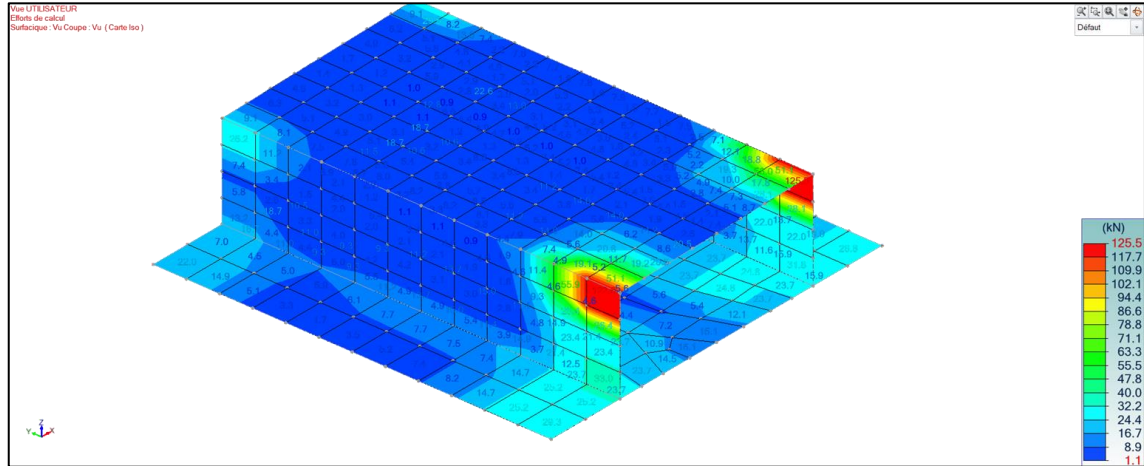
$$A_{ys} \max = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de 2.5 cm<sup>2</sup>/ml (HA8 e=20) **OK**



### 6.1.3 Armatures d'effort tranchant

Ci-après la capture d'écran indiquant l'enveloppe des efforts tranchants en ELU :



Nous relevons  $V_u \max = 125 \text{ kN/m}$

L'étude détaillée ci-après indique que le  $V_{Rd,c} = 176.4 \text{ kN/m}$

#### Données :

Béton		Acier	
$f_{ck} =$	30 MPa	$f_{yk} =$	500 MPa
$\gamma_c =$	1,5	$\gamma_s =$	1,15
Géométrie			
$b_w =$	1,00 m	$A_s =$	2,50 cm <sup>2</sup>
$d =$	0,14 m	$V_{Ed} =$	125,5 kN

angle entre les armatures et la fibre moyenne

$\alpha = 90^\circ$

angle d'inclinaison de la bielle de compression / fibre moyenne

$\theta = 45^\circ$

#### Calcul de $V_{Rd,c}$

béton seul

$$v_{min} = 0.23 f_{ck}^{1/2} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 176,4 \text{ kN}$$

béton + armatures longitudinales

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0,12$$

$$k = \min[1 + (200/d)^{1/2}; 2.0] = 2,00$$

$$\rho_l = A_s / b_w d = 0,00179$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd,c1} = [C_{Rdc} k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 58,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 176,4 \text{ kN}$$

$V_{Ed} < V_{Rd,c}$  donc il n'est pas nécessaire de mettre en place des armatures d'effort tranchant.

#### 6.1.4 Vérification en ELS

Comme indiqué, le calcul des sections d'armatures requises est effectué automatiquement par le logiciel, conformément à l'EC2, selon les hypothèses suivantes afin de contrôler l'ouverture des fissures :

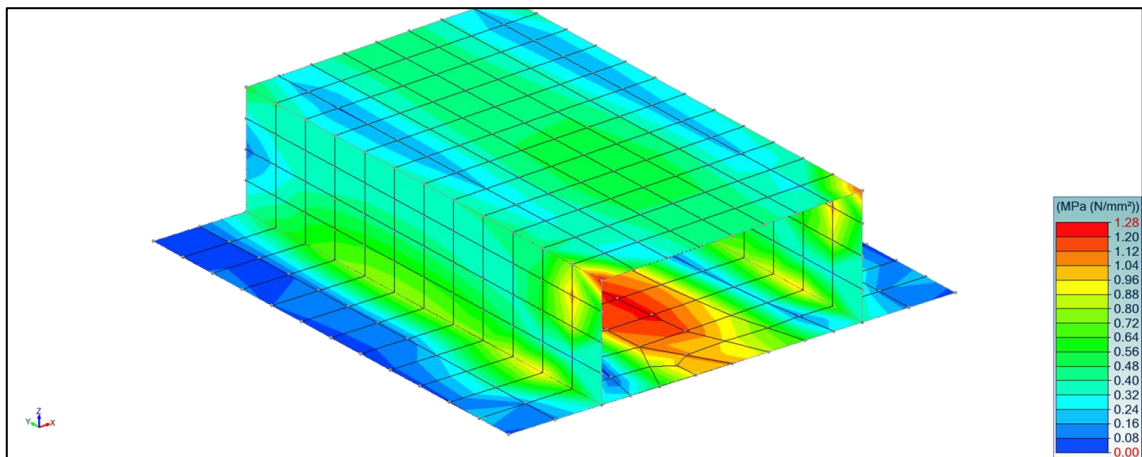
- ELU avec  $f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
- ELS caractéristiques avec  $\sigma_s \leq 300 \text{ MPa}$

##### 6.1.4.1 Contraintes dans l'acier en ELS CARA

Les armatures requises ont été calculées en limitant les contraintes dans l'acier en ELS caractéristique à 300 MPa. Ainsi, les contraintes dans l'acier en ELS caractéristique sont inférieures à 400 MPa et sont alors vérifiées.

##### 6.1.4.2 Contraintes dans le béton en ELS

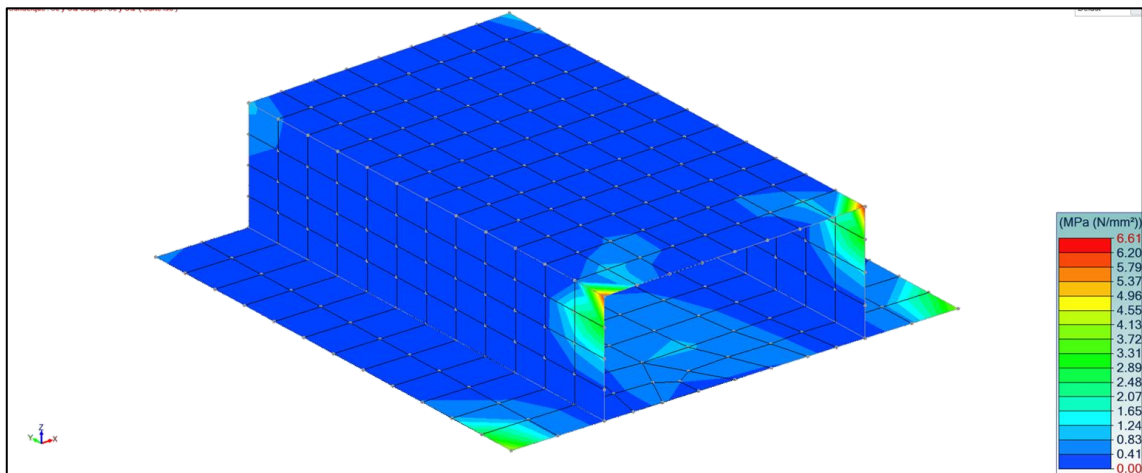
###### 6.1.4.2.1 Contraintes maximales dans le béton suivant X



Nous relevons  $\sigma_{bx} \text{ max} = 1.28 \text{ MPa} < 13.5 \text{ MN/m}^2$  ( $\sigma_{b \text{ admissible ELSQP}} = 0.45 f_{ck}$ )

**Alors la contrainte dans le béton suivant x est vérifiée en ELS caractéristique et ELS quasi-permanent.**

###### 6.1.4.2.2 Contraintes maximales dans le béton suivant Y



Nous relevons  $\sigma_{by} \text{ max} = 6.61 \text{ MPa} < 13.5 \text{ MN/m}^2$  ( $\sigma_{b \text{ admissible ELSQP}} = 0.45 f_{ck}$ )

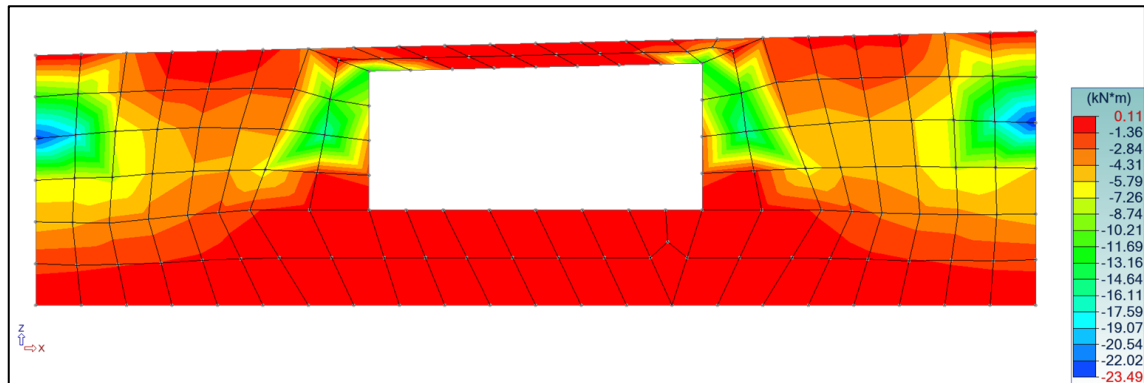
**Alors la contrainte dans le béton suivant y est vérifiée en ELS caractéristique et ELS quasi-permanent.**

## 6.2 Dimensionnement des voiles aux extrémités du dalot

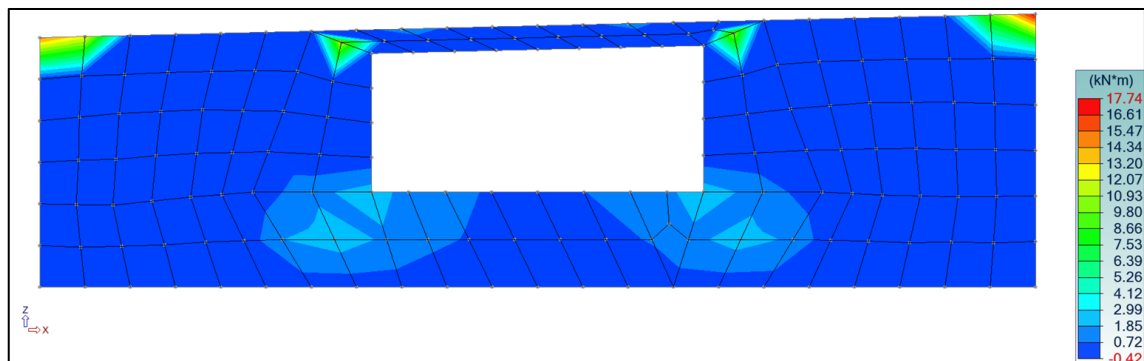
### 6.2.1 Sollicitations

#### 6.2.1.1 Moments fléchissant ELU

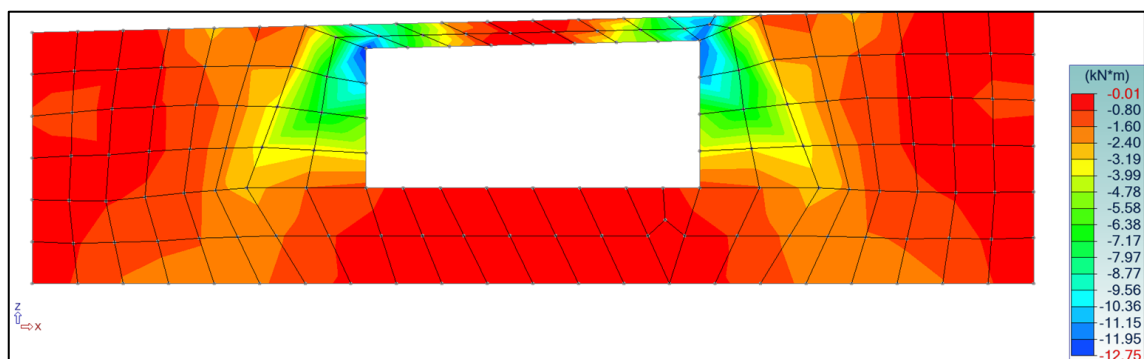
- Mxx min



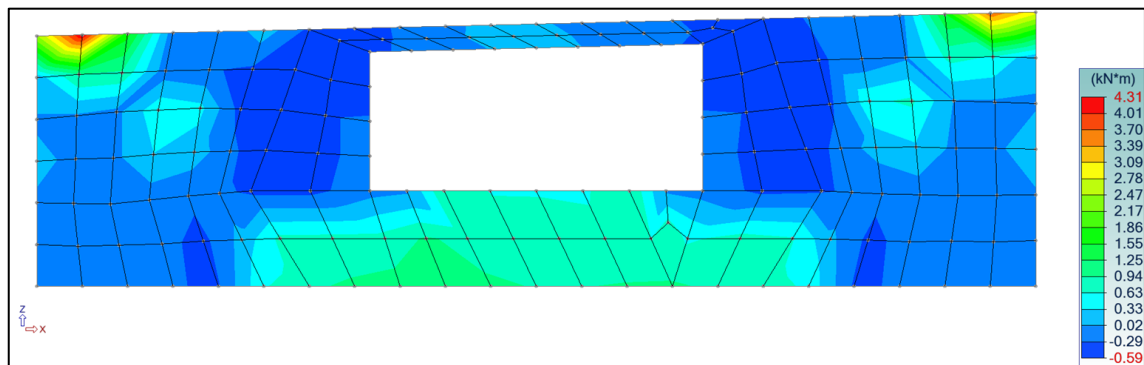
- Mxx max



- Myy min

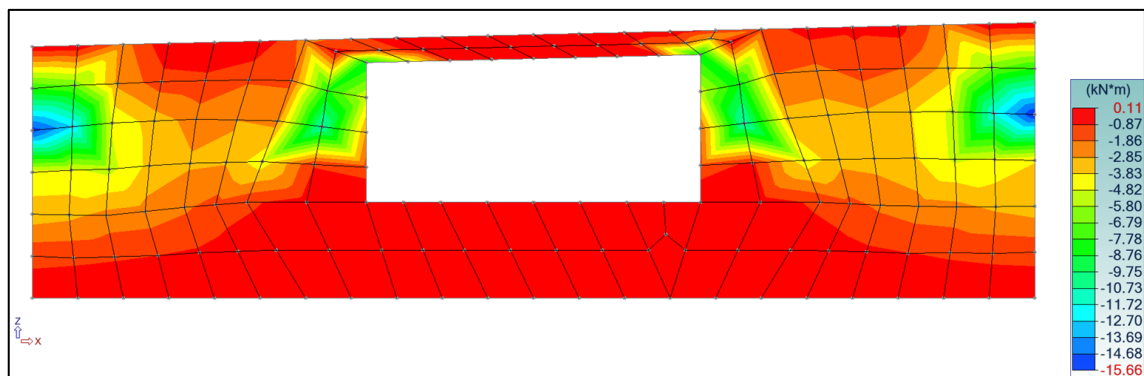


- Myy max

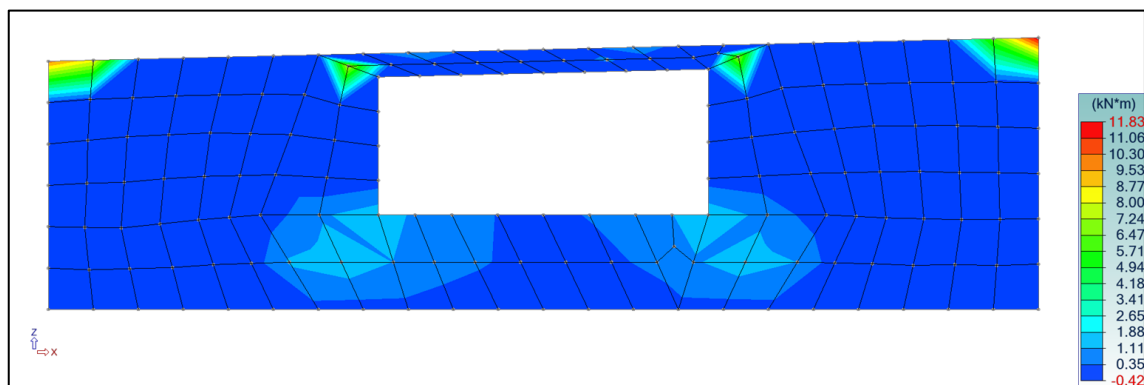


### 6.2.1.2 Moments fléchissant ELS

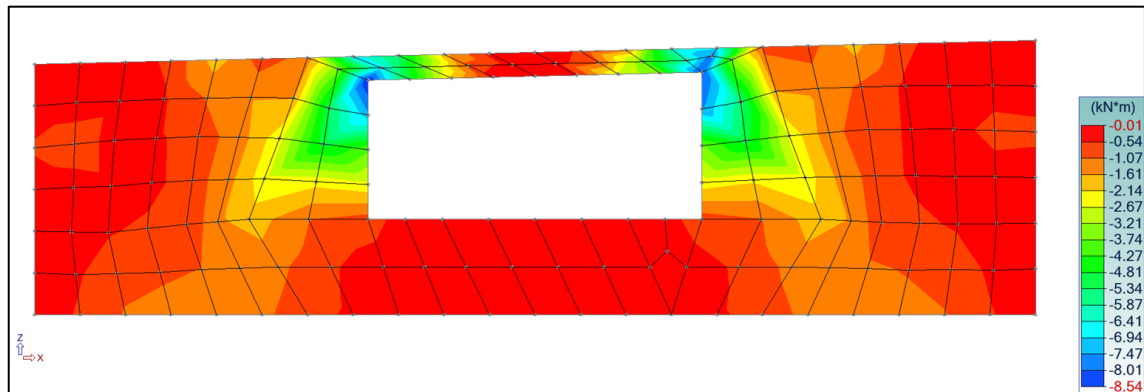
- Mxx min



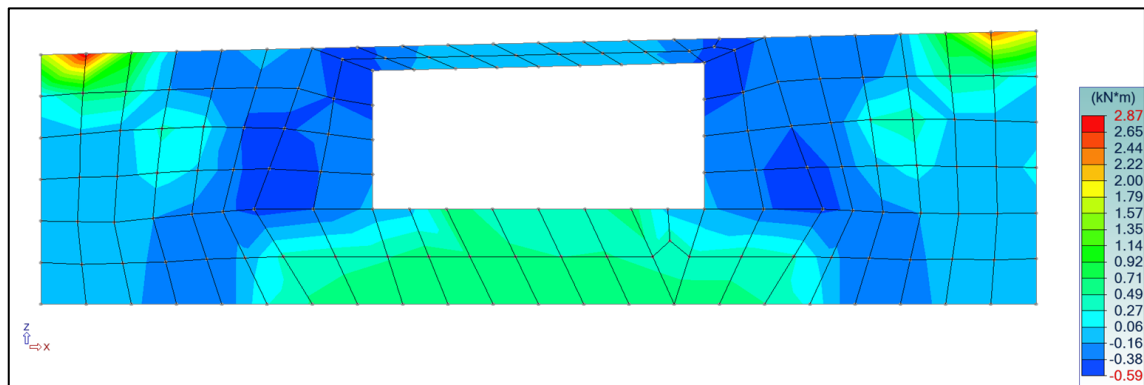
- Mxx max



- Myy min



- Myy max



Cette étude se concentre uniquement sur le voile le plus critique supportant le caillebotis.

## 6.2.2 Armatures longitudinales

### 6.2.2.1 Section minimale d'armatures

Nous calculons la section minimale d'armatures conformément au § 9.2.1.1 de la NF EN 1992-1-1 :

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \times 2.9 / 500 \times 100 \times 14 = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retenons Alors HA8 e=20 cm (2.5 cm<sup>2</sup>/m) comme section minimale d'armatures.

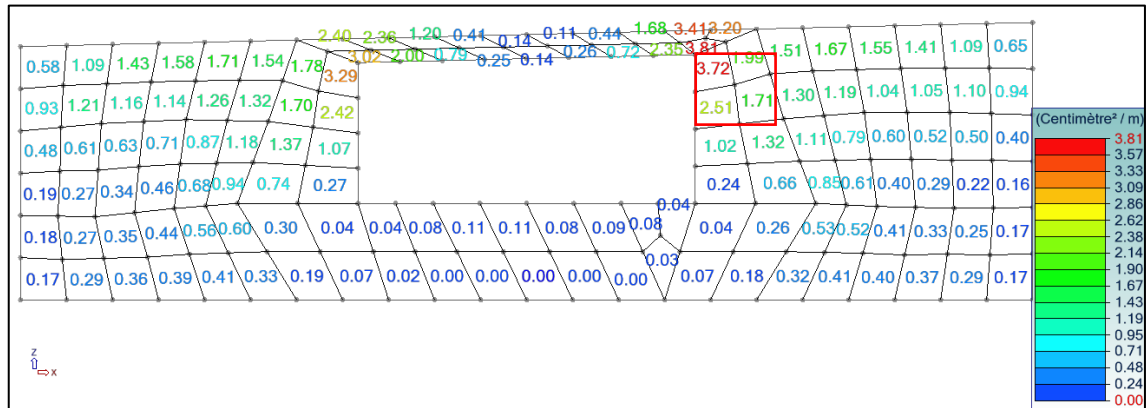
### 6.2.2.2 Sections d'armatures requises

Le logiciel calcule automatiquement les sections d'armatures requises selon l'EC2.

Ci-après les captures d'écran indiquant les diagrammes des sections d'acier requises selon les hypothèses suivantes :

- ELU avec  $f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
- ELS caractéristiques avec  $\sigma_s \leq 300 \text{ MPa}$

#### 6.2.2.2.1 Face intérieure suivant X



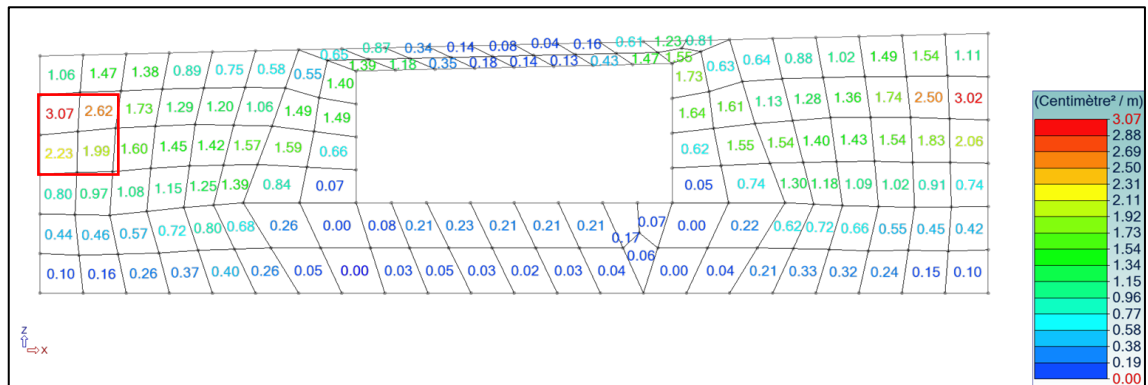
$$A_{xi \max} = 3.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bien que le ferrailage obtenu soit supérieur à 2,5 cm<sup>2</sup>/m dans deux mailles, ces valeurs peuvent être allégées par une moyennisation sur les 4 mailles critiques (0,4 m x 0,4 m) :

$$(3.71 + 2.51 + 1.71 + 1.99) / 4 = 2.48 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{OK}$$

Les mailles situées au-dessus de l'ouverture sont omises, car elles correspondent à la zone en béton de la dalle du dalot.

#### 6.2.2.2.2 Face intérieure suivant Y

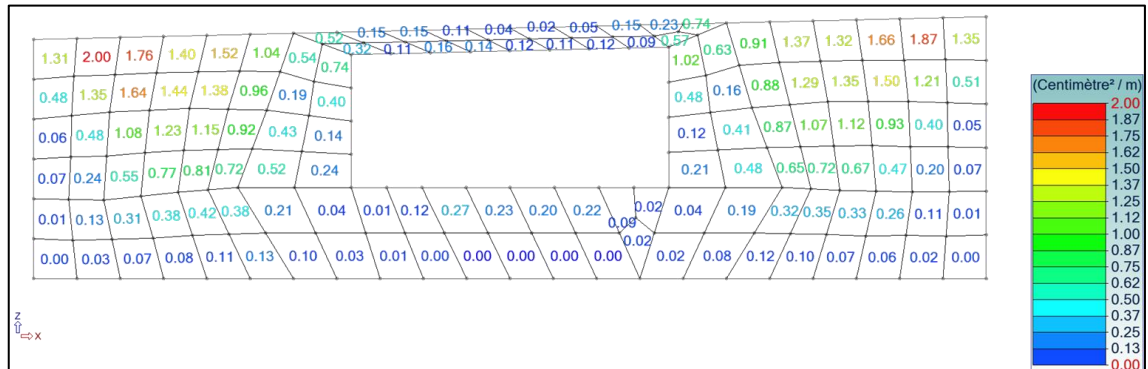


$$A_{yi \max} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bien que le ferrailage obtenu soit supérieur à 2,5 cm<sup>2</sup>/m dans deux mailles, ces valeurs peuvent être allégées par une moyennisation sur les 4 mailles critiques (0,4 m x 0,4 m) :

$$(3.07 + 2.62 + 1.99 + 2.23) / 4 = 2.48 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{OK}$$

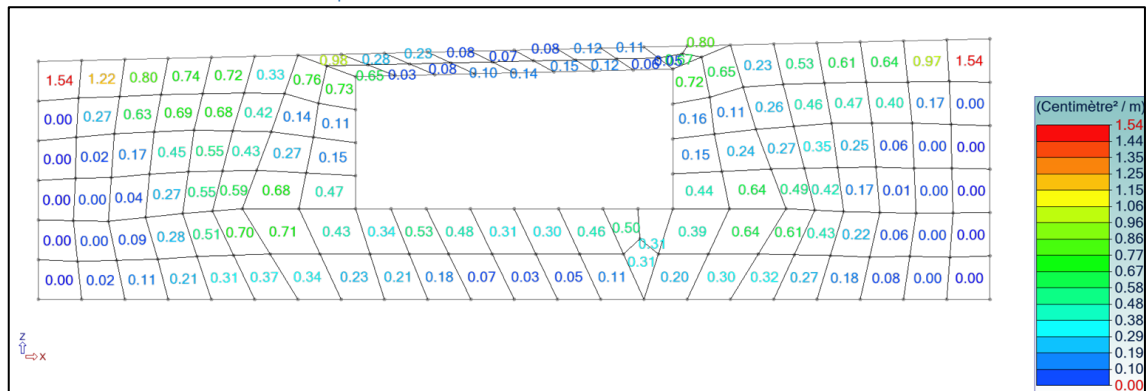
### 6.2.2.2.3 Face extérieure suivant X



$A_{xs \max} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**

### 6.2.2.2.4 Face extérieure supérieure suivant Y



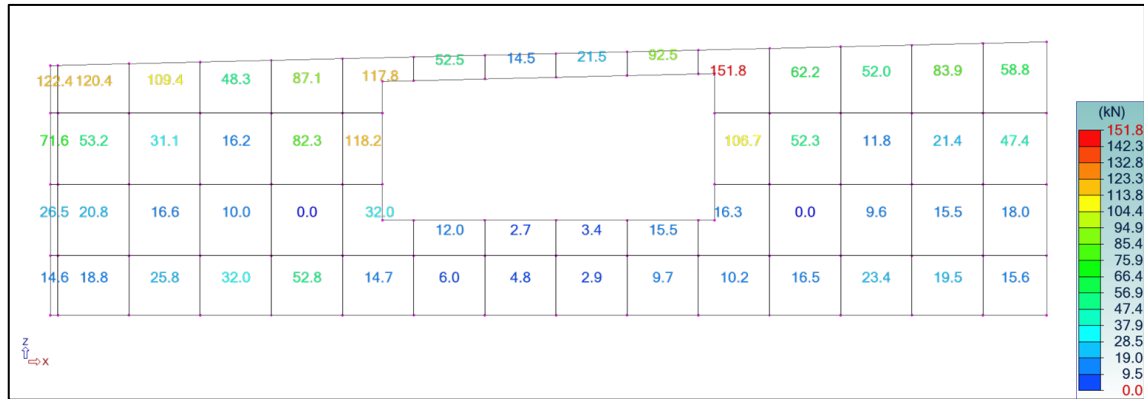
$A_{ys \max} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures requise est inférieure à la section d'armature mise en place de  $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (HA8 e=20) **OK**



### 6.2.3 Armatures d'effort tranchant

Ci-après, la capture d'écran montrant l'enveloppe des efforts tranchants en ELU dans des mailles de 30 cm, afin d'atténuer l'effet de pointe dans le modèle :



Nous relevons  $V_u \text{ max} = 152 \text{ kN/m}$

L'étude détaillée ci-après indique que le  $V_{Rd,c} = 176.4 \text{ kN/m}$

#### Données :

Béton  
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 1.5$

Géométrie  
 $b_w = 1.00 \text{ m}$   
 $d = 0.14 \text{ m}$

Acier  
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 $\gamma_s = 1.15$

$A_{sl} = 2.50 \text{ cm}^2$   
 $V_{Ed} = 152.0 \text{ kN}$

angle entre les armatures et la fibre moyenne

$\alpha = 90^\circ$

angle d'inclinaison de la bielle de compression / fibre moyenne

$\theta = 45^\circ$

#### Calcul de $V_{Rd,c}$

béton seul

$$v_{min} = 0.23 f_{ck}^{1/2} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 176.4 \text{ kN}$$

béton + armatures longitudinales

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

$$k = \min[1 + (200/d)^{1/2}; 2.0] = 2.00$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d = 0.00179$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd,c1} = [C_{Rdc} k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 58.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 176.4 \text{ kN}$$

$V_{Ed} < V_{Rd,c}$  donc il n'est pas nécessaire de mettre en place des armatures d'effort tranchant.



### 6.2.4 Vérification en ELS

Comme indiqué, le calcul des sections d'armatures requises est effectué automatiquement par le logiciel, conformément à l'EC2, selon les hypothèses suivantes afin de contrôler l'ouverture des fissures :

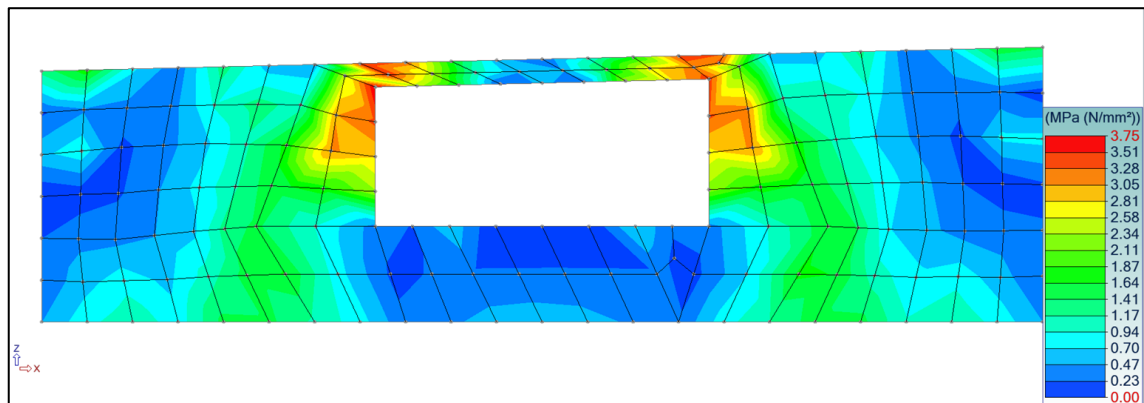
- ELU avec  $f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
- ELS caractéristiques avec  $\sigma_s \leq 300 \text{ MPa}$

#### 6.2.4.1 Contraintes dans l'acier en ELS CARA

Les armatures requises ont été calculées en limitant les contraintes dans l'acier en ELS caractéristique à 300 MPa. Ainsi, les contraintes dans l'acier en ELS caractéristique sont inférieures à 400 MPa et sont alors vérifiées.

#### 6.2.4.2 Contraintes dans le béton en ELS

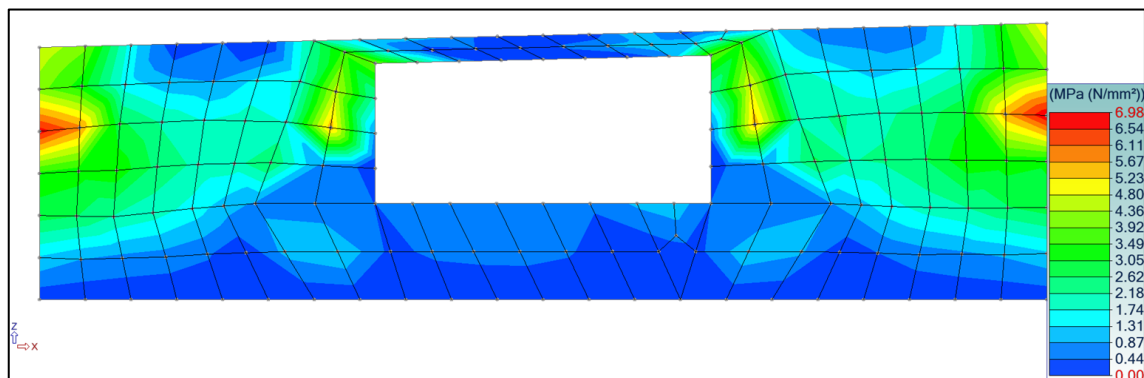
##### 6.2.4.2.1 Contraintes maximales dans le béton suivant X



Nous relevons  $\sigma_{bx} \text{ max} = 3.75 \text{ MPa} < 13.5 \text{ MN/m}^2$  ( $\sigma_b \text{ admissible ELSQP} = 0.45 f_{ck}$ )

**Alors la contrainte dans le béton suivant x est vérifiée en ELS caractéristique et ELS quasi-permanent.**

##### 6.2.4.2.2 Contraintes maximales dans le béton suivant Y



Nous relevons  $\sigma_{by} \text{ max} = 6.98 \text{ MPa} < 13.5 \text{ MN/m}^2$  ( $\sigma_b \text{ admissible ELSQP} = 0.45 f_{ck}$ )

**Alors la contrainte dans le béton suivant y est vérifiée en ELS caractéristique et ELS quasi-permanent.**

## 7 CONCLUSION

- ✓ Le ferrailage nécessaire pour l'ensemble de l'ouvrage est en **HA8 e = 20 cm**.
- ✓ La validation des données ci-dessus permet d'établir les plans d'exécution.