



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de la Défense,
de la protection de la population et des sports DDPS

Office fédéral de la protection de la population
OFPP
Infrastructure

ITC 2017 - Exemples

Exemples pour la construction
et le dimensionnement d'ouvrages de protection
selon ITC 2017

Table des matières

1	Ouvrage de protection avec 100 places protégées	1
1.1	Objectif de l'exemple	1
1.2	Bases	1
1.2.1	Dimensions	1
1.2.2	Matériaux de construction	2
1.2.3	Sol de fondation	2
1.3	Dalle du compartiment 1	2
1.3.1	Valeur de calcul des actions	2
1.3.2	Armature	3
1.3.3	Résistances à la flexion	4
1.3.4	Sécurité structurale en flexion	4
1.3.5	Sécurité structurale sous contrainte de cisaillement	5
1.4	Dalle du compartiment 2	6
1.4.1	Valeur de calcul des actions	6
1.4.2	Armature	6
1.4.3	Sécurité structurale en flexion	7
1.4.4	Sécurité structurale sous contrainte	8
1.5	Appui de remplacement 1	10
1.5.1	Valeur de calcul des actions	10
1.5.2	Efforts internes du système élastique	11
1.5.3	Armature	12
1.5.4	Sécurité structurale en flexion	12
1.5.5	Sécurité structurale sous contrainte	14
1.6	Murs extérieurs en contact avec le terrain	16
1.6.1	Valeur de calcul des actions	16
1.6.2	Armature	16
1.6.3	Résistances à la flexion	16
1.6.4	Sécurité structurale en flexion	17
1.6.5	Sécurité structurale sous contrainte	17
1.7	Murs extérieurs jouxtant des locaux annexes non protégés	18
1.7.1	Valeur de calcul des actions	18
1.7.2	Armature	18
1.7.3	Résistances à la flexion	18
1.7.4	Sécurité structurale en flexion	18
1.7.5	Sécurité structurale sous contrainte	19

1.8	Radier du compartiment 1	21
1.8.1	Valeur de calcul des actions	21
1.8.2	Armature	22
1.8.3	Résistances à la flexion	22
1.8.4	Sécurité structurale en flexion	23
1.8.5	Sécurité structurale sous contrainte	23
1.9	Radier du compartiment 2	24
2	Ouvrage de protection comprenant un angle rentrant	25
2.1	Objectif de l'exemple	25
2.2	Bases	25
2.2.1	Dimensions	25
2.2.2	Matériaux de construction	26
2.3	Hypothèse pour les armatures de flexion	26
2.3.1	Dalle	26
2.3.2	Éléments de construction adjacents	26
2.4	Dimensionnement de la dalle	27
2.4.1	Valeur de calcul des actions	27
2.4.2	Modèle statique	28
2.4.3	Cas de charge	29
2.4.4	Sécurité structurale en flexion	30
2.4.5	Sécurité structurale sous contrainte	35
2.4.6	Résistance structurale au poinçonnement	39
2.4.7	Croquis d'armature	44
3	Ouvrage de protection d'un foyer	45
3.1	Objectif de l'exemple	45
3.2	Bases	45
3.2.1	Dimensions	45
3.2.2	Éléments de construction dimensionnés	46
3.2.3	Matériaux de construction	47
3.2.4	Sol de fondation	47
3.3	Champ de dalle 1	47
3.3.1	Valeur de calcul des actions	47
3.3.2	Armature	48
3.3.3	Résistances à la flexion	48
3.3.4	Sécurité structurale en flexion	48
3.3.5	Sécurité structurale sous contrainte	49

3.4	Champ de dalle 2	50
3.4.1	Valeur de calcul des actions	50
3.4.2	Modèle statique	50
3.4.3	Cas de charge	51
3.4.4	Sécurité structurale en flexion	52
3.4.5	Armature	56
3.4.6	Sécurité structurale sous contrainte	57
3.5	Appui de remplacement A	59
3.5.1	Valeur de calcul des actions	59
3.5.2	Sécurité structurale en flexion	59
3.5.3	Sécurité structurale sous contrainte	60
3.6	Champs de radier 1 et 2	61
3.6.1	Valeur de calcul des actions	61
3.6.2	Charges du bâtiment construit au-dessus issues de l'utilisation en temps de paix	61
3.6.3	Armature	62
3.6.4	Résistances à la flexion	63
3.6.5	Sécurité structurale en flexion	63
3.6.6	Sécurité structurale sous contrainte	63
3.7	Appui de remplacement B dans le radier	65
3.7.1	Vérification de la sécurité structurale	65
3.7.2	Sécurité structurale en flexion	66
3.7.3	Sécurité structurale sous contrainte	67
3.8	Murs extérieurs en contact avec le terrain	68
3.8.1	Valeur de calcul des actions	68
3.8.2	Armature	69
3.8.3	Résistances à la flexion	69
3.8.4	Sécurité structurale en flexion	69
3.8.5	Sécurité structurale sous contrainte	69
4	Ouvrage de protection dans un garage souterrain	71
4.1	Bases	71
4.1.1	Dimensions	71
4.1.2	Désignation des éléments de la structure porteuse	72
4.1.3	Matériaux de construction	73
4.1.4	Sol de fondation	73
4.2	Dalle sur appuis ponctuels	74
4.2.1	Valeur de calcul des actions	74
4.2.2	Hauteurs statiques et armature minimale	74
4.2.3	Modèle statique	75
4.2.4	Cas de charge	76
4.2.5	Sécurité structurale en flexion	77
4.2.6	Sécurité structurale sous contrainte	86
4.2.7	Poinçonnement de colonne en béton	87
4.2.8	Poinçonnement de colonne en acier	93
4.2.9	Croquis d'armature	98

4.3	Champ de radier	99
4.3.1	Valeur de calcul de l'action	99
4.3.2	Hauteurs statiques et armature minimale	100
4.3.3	Modèle statique	101
4.3.4	Cas de charge	102
4.3.5	Sécurité structurale en flexion	103
4.3.6	Sécurité structurale sous contrainte	111
4.3.7	Poinçonnement de colonne en béton	116
4.3.8	Croquis d'armature	120
4.4	Murs extérieurs en contact avec le terrain	122
4.4.1	Valeur de calcul des actions	122
4.4.2	Armature	123
4.4.3	Résistances à la flexion	123
4.4.4	Sécurité structurale en flexion	123
4.4.5	Sécurité structurale sous contrainte de cisaillement	124
4.5	Colonne en béton	125
4.5.1	Valeur de calcul de l'effort normal	125
4.5.2	Vérification de la sécurité structurale	125
4.6	Colonne en acier	127
4.6.1	Valeur de calcul de l'effort normal	127
4.6.2	Vérification de la sécurité structurale	127
4.6.3	Tête de colonne	128
4.6.4	Plaque de pied	131

1 Ouvrage de protection avec 100 places protégées

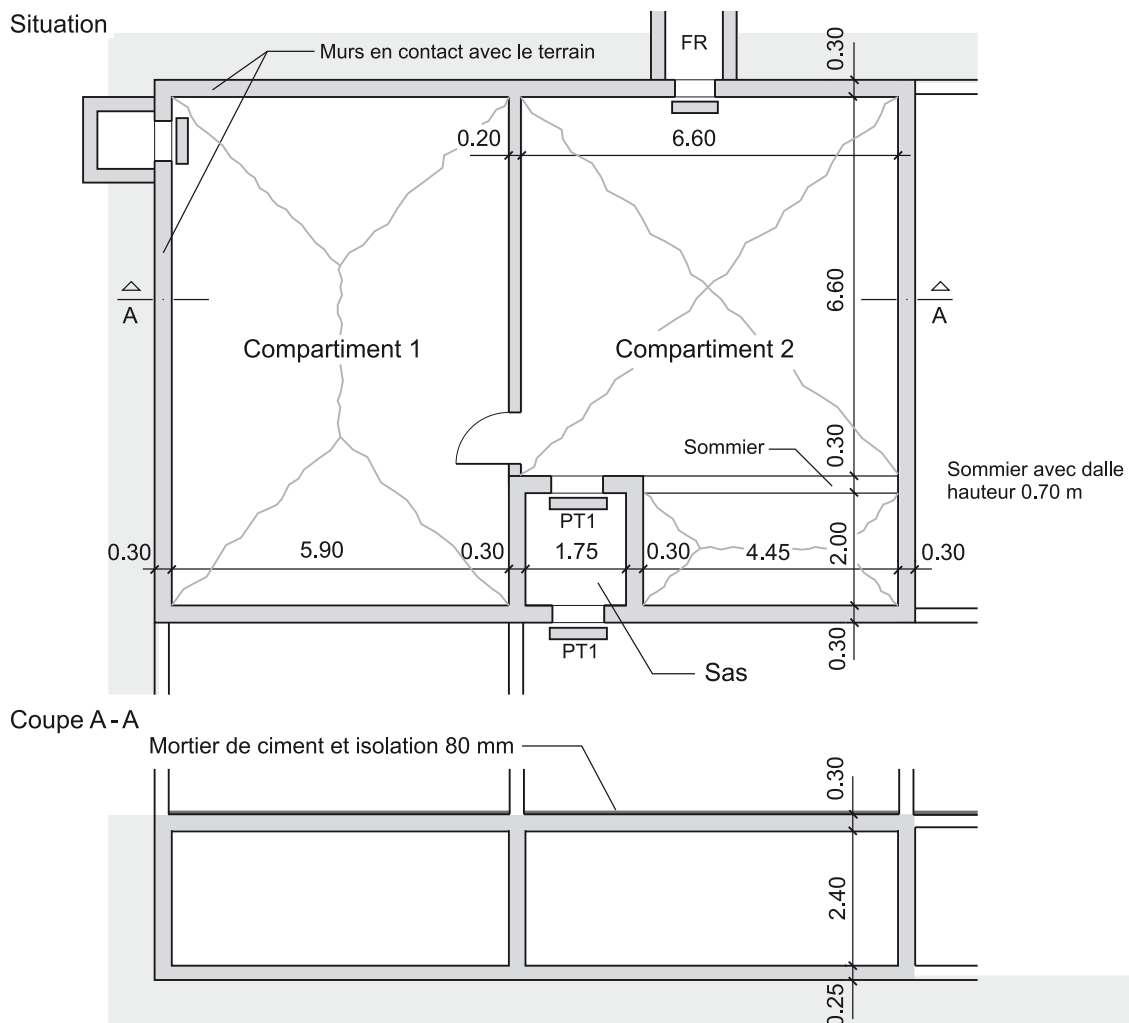
1.1 Objectif de l'exemple

Cet exemple d'un ouvrage de protection composé de deux compartiments et d'un sas a pour but d'illustrer la procédure pour des ouvrages plus importants. La dalle et le radier doivent être dimensionnés en détail. Les vérifications sont effectuées par la méthode cinématique.

L'exemple n'inclut pas les vérifications requises en temps de paix conformément à la norme SIA 260 ss.

1.2 Bases

1.2.1 Dimensions



1.2.2 Matériaux de construction

Acier d'armature B500B

Valeur de calcul de la limite d'écoulement
Module d'élasticité

$$f_{sd} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{sd} = 205'000 \text{ N/mm}^2$$

Béton C30/37

Valeur de calcul de la résistance à la compression
Valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement
Grain maximum du granulat

$$f_{cd} = 44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{cd} = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

$$D_{max} = 32 \text{ mm}$$

Enrobage de l'armature: (valeur minimale / valeur de calcul)
contre la terre
dans le bâtiment

$$35 / 40 \text{ mm}$$

$$20 / 25 \text{ mm}$$

1.2.3 Sol de fondation

Sol de fondation de type I_a
Répartition uniforme de la charge
du bâtiment en temps de paix
sans le poids propre du radier

$$40 \text{ kN/m}^2$$

1.3 Dalle du compartiment 1

1.3.1 Valeur de calcul des actions

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} \quad \text{avec } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_d valeur de calcul des actions sur la dalle

$g_{k,EG}$ valeur caractéristique du poids propre de la dalle

$g_{k,AL}$ valeur caractéristique du poids propre des éléments non structuraux
(80 mm de revêtement sur dalle)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'onde de choc aérienne

ψ_{21} coefficient de réduction

q_{k1} valeur caractéristique de la charge utile dans le bâtiment

$$g_{k,EG} = 0.30 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,AL} = 0.08 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 1.2 \quad (\text{ITC 2017, tableau 4})$$

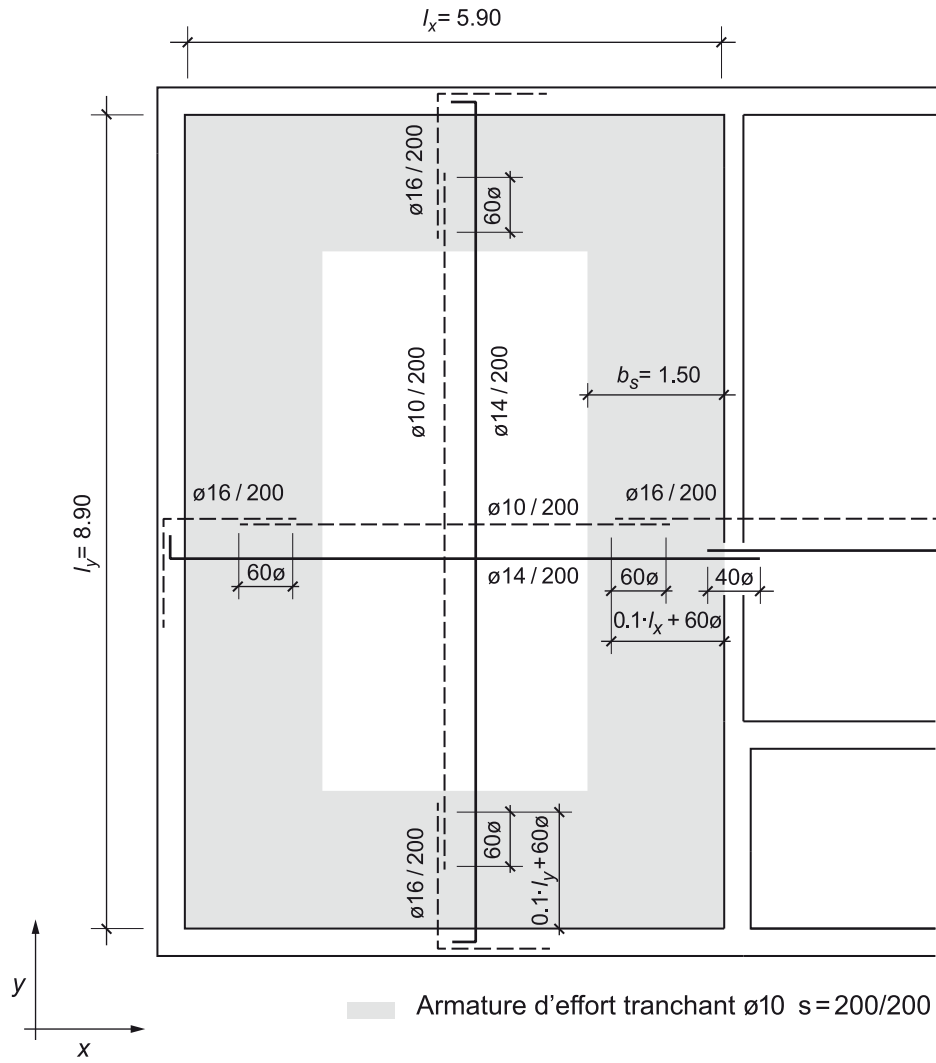
$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.3})$$

$$\psi_{21} = 0.3 \quad \text{Catégorie A1 (SIA 260, tableau 1)}$$

$$q_{k1} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Catégorie A1 (SIA 261, tableau 8)}$$

$$q_d = 7.5 + 1.6 + 1.2 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 129.7 \text{ kN/m}^2$$

1.3.2 Armature



1.3.3 Résistances à la flexion

Résistance à la flexion de l'armature inférieure dans la direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 300 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 200 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.3 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 268.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 262.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.29 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 121 \text{ kNm/m}$

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ						
	direction x	$\varnothing 14/200$	770	268	0.29	121	-
y+	direction y	$\varnothing 14/200$	770	254	0.30	115	-
x1-	mur extérieur gauche	$\varnothing 16/200$	1'005	252	0.40	148	mur déterminant
x2-	mur intermédiaire droit	$\varnothing 16/200$	1'005	267	0.38	157	-
y1-	mur extérieur en bas	$\varnothing 16/200$	1'005	251	0.40	147	-
y2-	haut	$\varnothing 16/200$	1'005	251	0.40	147	-

Les mentions à gauche, etc. se réfèrent au chapitre 1.3.2 «Armature»
Murs: armature verticale à l'extérieur, armature horizontale à l'intérieur.

1.3.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (148 + 2 \cdot 121 + 157)}{3 \cdot 5.9^2 - \frac{5.9^3}{8.9}} + \frac{12 \cdot (147 + 2 \cdot 115 + 147)}{3 \cdot 5.9 \cdot 8.9 - 5.9^2} \right] = 131.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 131.9 \text{ kN/m}^2 > q_d = 129.7 \text{ kN/m}^2$$

1.3.5 Sécurité structurale sous contrainte de cisaillement

Vérification de la sécurité structurale sous contrainte de cisaillement avec la charge ultime en flexion de la dalle, étant donné $q_{Rd} \leq q_{d,max}$ avec $\Phi = 2.0$

$$q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

$$q_{d,max} = 7.5 + 1.6 + 2.0 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 209.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 131.9 \text{ kN/m}^2 \leq q_{d,max} = 209.7 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{267 + 251}{2} = 259 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(2 \cdot l_y - l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_y - d_v)}$$

$$v_{yd} = 131.9 \cdot \frac{(2 \cdot 8.9 - 5.9 - 0.259) \cdot (5.9 - 0.259)}{4 \cdot (8.9 - 0.259)} = 250.6 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant le long du côté court (x):

$$v_{xd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_x - d_v)}$$

$$v_{xd} = 131.9 \cdot \frac{(5.9 - 0.259) \cdot (5.9 - 0.259)}{4 \cdot (5.9 - 0.259)} = 186 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 259 = 246 \text{ mm}$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$$z = 246 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\alpha = 45^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

Distance perpendiculaire au bord

$$s_{\perp} = 200 \text{ mm}$$

Distance parallèle au bord

$$s_{\parallel} = 200 \text{ mm}$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.20 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$v_{Rd,s} = 290 \text{ kN/m}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$v_{Rd,c} = 2'977 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,s} = 290 \text{ kN/m} > v_{yd} = 250.6 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 2'977 \text{ kN/m} > v_{yd} = 250.6 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est requise le long des quatre bords de la dalle.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = l_x/4 = 5.9/4 \approx 1.50 \text{ m}$$

1.4 Dalle du compartiment 2

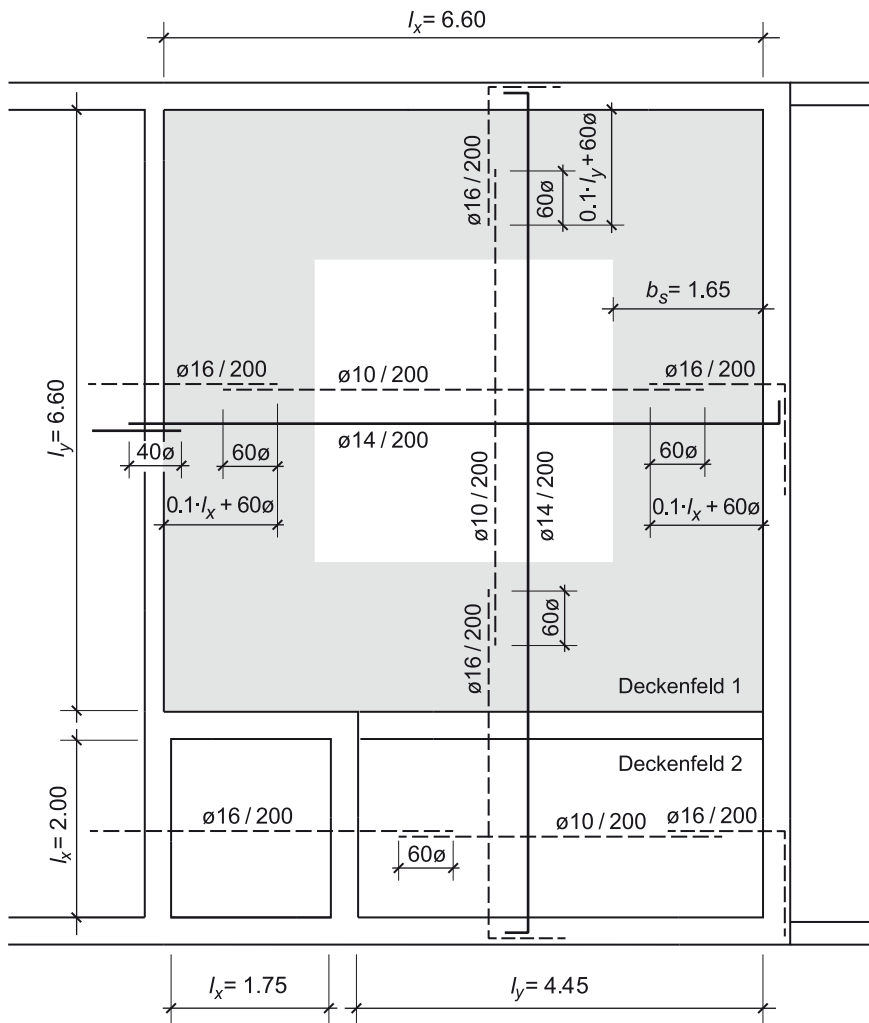
1.4.1 Valeur de calcul des actions

La dalle du compartiment 2 est subdivisée en deux champs. La charge de la dalle correspond à celle du compartiment 1.

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

$$q_d = 7.5 + 1.6 + 1.2 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 129.7 \text{ kN/m}^2$$

1.4.2 Armature



■ Querkraftbewehrung $\phi 10$ $s = 200/200$

1.4.3 Sécurité structurale en flexion

Champ de dalle 1

Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ						
y+	direction x	ø14/200	770	268	0.29	121	
	direction y	ø14/200	770	254	0.30	115	
x1-	mur intermédiaire gauche	ø16/200	1'005	267	0.38	157	
x2-	mur extérieur droit	ø16/200	1'005	252	0.40	148	mur déterminant
y1-	poutre en bas	ø16/200	1'005	251	0.40	147	
y2-	mur extérieur en haut	ø16/200	1'005	251	0.40	147	

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (157 + 2 \cdot 121 + 148)}{3 \cdot 6.6^2 - \frac{6.6^3}{6.6}} + \frac{12 \cdot (147 + 2 \cdot 115 + 147)}{3 \cdot 6.6 \cdot 6.6 - 6.6^2} \right] = 147.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 147.5 \text{ kN/m}^2 > q_d = 129.7 \text{ kN/m}^2$$

Champ de dalle 2

Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ						
y+	direction x	ø14/200	770	254	0.30	115	
	direction y	ø14/200	770	268	0.29	121	
y1-	mur de sas gauche	ø16/200	1'005	267	0.38	157	
y2-	mur extérieur droit	ø16/200	1'005	252	0.40	148	mur déterminant
x1-	Poutre	ø16/200	1'005	251	0.40	147	
x2-	bas	ø16/200	1'005	251	0.40	147	

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (147 + 2 \cdot 115 + 147)}{3 \cdot 2.0^2 - \frac{2.0^3}{4.45}} + \frac{12 \cdot (157 + 2 \cdot 121 + 148)}{3 \cdot 2.0 \cdot 4.45 - 2.0^2} \right] = 905.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 905.5 \text{ kN/m}^2 > q_d = 129.7 \text{ kN/m}^2$$

1.4.4 Sécurité structurale sous contrainte

Champ de dalle 1

Vérification de la sécurité structurale sous contrainte de cisaillement avec la charge ultime en flexion de la dalle, étant donné $q_{Rd} \leq q_{d,max}$ avec $\Phi = 2.0$

$$q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

$$q_{Rd} = 147.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{d,max} = 209.7 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{267 + 251}{2} = 259 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(2 \cdot l_y - l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_y - d_v)}$$

$$v_{yd} = 147.5 \cdot \frac{(2 \cdot 6.6 - 6.6 - 0.259) \cdot (6.6 - 0.259)}{4 \cdot (6.6 - 0.259)} = 233.8 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant le long du côté court (x):

$$v_{xd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_x - d_v)}$$

$$v_{xd} = 147.5 \cdot \frac{(6.6 - 0.259) \cdot (6.6 - 0.259)}{4 \cdot (6.6 - 0.259)} = 233.8 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant a déjà été calculée au chapitre 1.3.5 et vaut:

$$v_{Rd,s} = 290 \text{ kN/m} > v_{yd} = 233.8 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 2'977 \text{ kN/m} > v_{yd} = 233.8 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est requise le long des quatre bords de la dalle.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = l_x/4 = 6.6 / 4 = 1.65 \text{ m}$$

Champ de dalle 2

Le champ de dalle 2 reste dans le domaine élastique. La vérification de la sécurité structurale sous contrainte se fait avec $q_{d,max}$

$$q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} \quad \text{avec } \Phi = 2.0$$

$$q_{d,max} = 9.1 + 1.6 + 2.0 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 209.7 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{267 + 251}{2} = 259 \text{ mm}$$

L'effort tranchant au niveau du système élastique est calculé de manière simplifiée comme suit:

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} \approx q_{d,max} \cdot \frac{(l_x - d_v)}{2}$$

$$v_{yd} = 209.7 \cdot \frac{(2.0 - 0.259)}{2} = 182.5 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

On admet que des déformations plastiques de l'armature de flexion ne peuvent être exclues. La résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant se calcule par conséquent comme suit:

Géométrie

Hauteur statique $d = 259 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

État de l'armature de flexion	plastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.47$
Hauteur statique efficace	$d_v = 259 \text{ mm}$
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m} > v_{yd} = 182.5 \text{ kN/m}$$

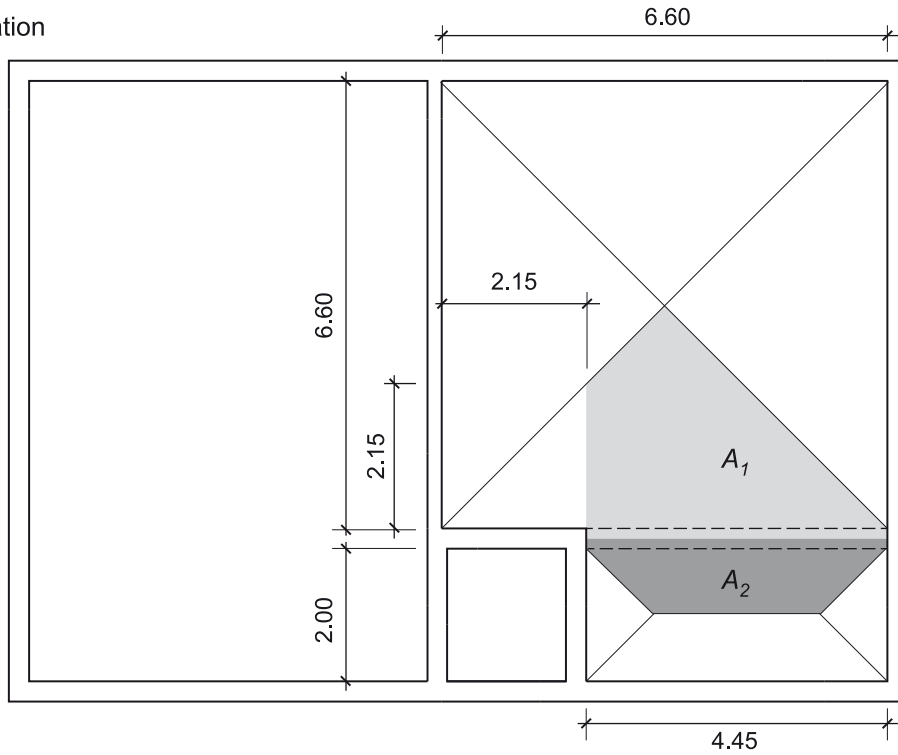
Aucune armature d'effort tranchant n'est requise le long des bords de la dalle.

1.5 Appui de remplacement 1

1.5.1 Valeur de calcul des actions

La poutre faisant fonction d'appui de remplacement est dimensionnée en fonction des forces de réaction des champs de dalle 1 et 2 du compartiment 2.

Situation



Aires d'influence des charges de la poutre

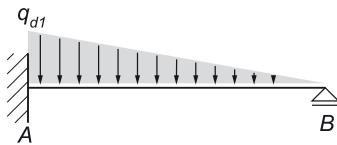
Forces de réaction du champ de dalle 1

Les forces de réaction du champ de dalle 1 doivent être augmentées de 10 % conformément au chapitre 7.7.5, ITC 2017. De façon simplifiée, elles s'appliquent à la poutre sous la forme d'une charge triangulaire.

$$A_1 = \frac{1}{4} \cdot 6.60^2 - \frac{2.15 \cdot 2.15}{2} + 4.45 \cdot \frac{0.3}{2} = 9.25 \text{ m}^2$$

$$q_{d1} = 1.1 \cdot 2 \cdot q_{Rd} \cdot \frac{A_1}{l}$$

$$q_{d1} = 1.1 \cdot 2 \cdot 147.5 \cdot \frac{9.25}{4.45} = 674.5 \text{ kN/m}$$



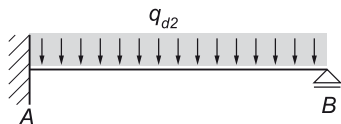
Forces de réaction du champ de dalle 2

Les forces de réaction du champ de dalle 2 s'appliquent à la poutre sous la forme d'une charge uniforme.

$$A_2 = \frac{1}{4} \cdot (2 \cdot 4.45 - 2.00) \cdot 2.0 + 4.45 \cdot \frac{0.3}{2} = 4.12 \text{ m}^2$$

$$q_{d2} = q_{d,max} \cdot \frac{A_2}{l}$$

$$q_{d2} = 209.7 \cdot \frac{4.12}{4.45} = 194.1 \text{ kN/m}$$

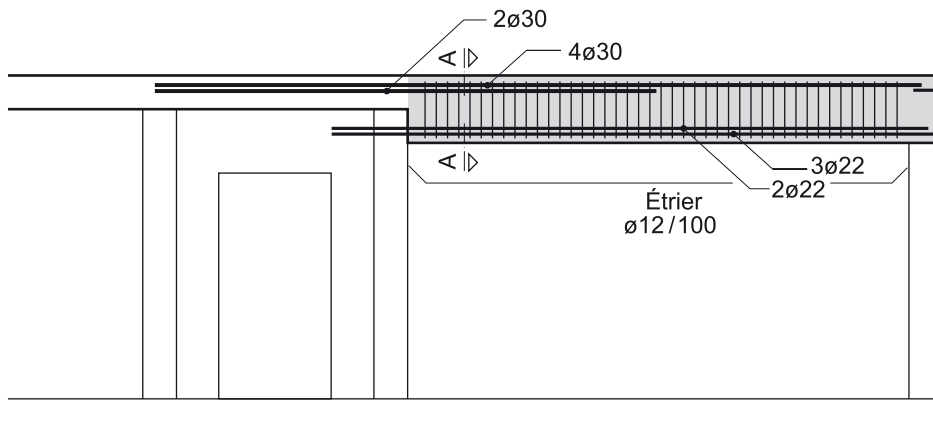


1.5.2 Efforts internes du système élastique

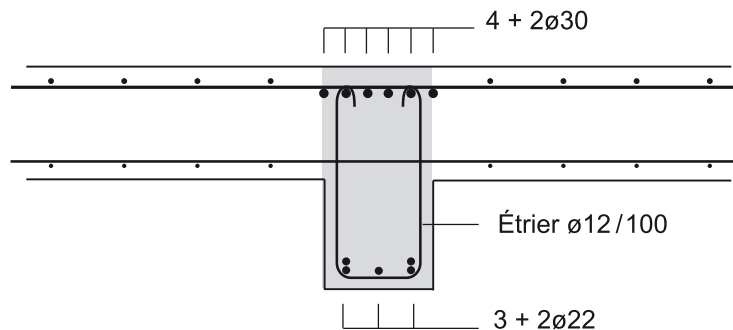
Effort interne	Forces de réaction du champ de dalle 1	Forces de réaction du champ de dalle 2	Total
Moment d'encastrement $M_{A,d}$	$\frac{-q_{d1} \cdot l^2}{15} = -890 \text{ kNm}$	$\frac{-q_{d2} \cdot l^2}{8} = -480 \text{ kNm}$	-1'370 kNm
Moment en travée $M_{max,d}$	$\frac{q_{d1} \cdot l^2}{33.54} = 398 \text{ kNm}$	$\frac{9 \cdot q_{d2} \cdot l^2}{128} = 270 \text{ kNm}$	~668 kNm
Force d'appui A_d	$\frac{2 \cdot q_{d1} \cdot l}{5} = 1'200 \text{ kN}$	$\frac{5 \cdot q_{d2} \cdot l}{8} = 540 \text{ kN}$	1'740 kN
Force d'appui B_d	$\frac{q_{d1} \cdot l}{10} = 300 \text{ kN}$	$\frac{3 \cdot q_{d2} \cdot l}{8} = 324 \text{ kN}$	624 kN

1.5.3 Armature

Aperçu



Section A-A



1.5.4 Sécurité structurale en flexion

Résistance à la flexion de l'armature inférieure

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Largeur de l'élément de construction	$b = 300 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

armature inférieure

Diamètre	$\varnothing = 22 \text{ mm}$
Nombre	$n = 5$
Couches	$a = 2$
Section de l'acier	$A_s' = 1'901 \text{ mm}^2$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 101.6 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 641.0 \text{ mm}$
Hauteur de la zone de contrainte de référence	$x/d = 0.16$
Bras de levier des forces internes	$z = 597.8 \text{ mm}$
Résistance à la flexion	$M_{Rd} = 682 \text{ kNm}$

$$M_{Rd} = 682 \text{ kNm} > M_{max,d} = 668 \text{ kNm}$$

Résistance à la flexion de l'armature supérieure

L'étrier se trouve dans la troisième couche.

Revêtement jusqu'à l'armature de flexion: $c_{nom} = 25 + 16 + 16 = 57 \text{ mm}$

L'armature de compression est prise en compte dans le calcul de la hauteur de la zone de contrainte de flexion.

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Largeur de l'élément de construction	$b = 300 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 57 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature supérieure

Diamètre	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Nombre	$n = 6$
Couches	$a = 2$
Section de l'acier	$A_s = 4'241 \text{ mm}^2$
Hauteur statique	$d = 613.0 \text{ mm}$

Armature inférieure

Diamètre	$\varnothing = 22 \text{ mm}$
Nombre	$n = 5$
Couches	$a = 2$
Section de l'acier	$A_s' = 1'901 \text{ mm}^2$
Hauteur statique	$d' = 59 \text{ mm}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 168.5 \text{ mm}$
Hauteur de la zone de contrainte de référence	$x/d = 0.27$
Bras de levier des forces internes	$z = 545.1 \text{ mm}$

Résistance à la flexion

$$M_{Rd} = 1'387 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1'387 \text{ kNm} > M_{A,d} = 1'370 \text{ kNm}$$

1.5.5 Sécurité structurale sous contrainte

Les résistances à la flexion étant à peu près équivalentes aux moments de flexion, la sécurité structurale sous contrainte est calculée avec la valeur de calcul des actions et non avec la charge ultime en flexion de la poutre.

Appui A

Force d'appui maximale

$$A_d = 1'740 \text{ kN}$$

On admet une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$. L'effort tranchant déterminant se situe à une distance de $a = z \cdot \cot(\alpha) = 545 \cdot \cot(30^\circ) = 944 \text{ mm}$ du bord de l'appui et atteint:

$$V_d = A_d - \left(\frac{1}{2} \cdot q_{d1} \cdot \left(1 + \frac{l-a}{l} \right) + q_{d2} \right) \cdot a$$

$$V_d = 1'740 - \left(\frac{1}{2} \cdot 674.5 \cdot \left(1 + \frac{4.45 - 0.944}{4.45} \right) + 194.1 \right) \cdot 0.944 = 988 \text{ kN}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$$z = 545 \text{ mm}$$

Largeur de l'élément de construction

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\alpha = 30^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Écartement

$$s = 100 \text{ mm}$$

Nombre de coupes

$$2$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.75 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$V_{Rd,s} = 1'281 \text{ kN}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$V_{Rd,c} = 1'713 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 1'281 \text{ kN} > V_d = 988 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 1'713 \text{ kN} > V_d = 988 \text{ kN}$$

Appui B

Force d'appui maximale

$$B_d = 624 \text{ kN}$$

On admet une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 45^\circ$. L'effort tranchant déterminant se situe à une distance de $a = z \cdot \cot(\alpha) = 597 \cdot \cot(45^\circ) = 597 \text{ mm}$ du bord de l'appui et atteint:

$$V_d \approx B_d - q_{d2} \cdot a$$

$$V_d \approx 624 - 194 \cdot 1 \cdot 0.597 = 508 \text{ kN}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant**Géométrie**

Bras de levier des forces internes

$$z = 597 \text{ mm}$$

Largeur de l'élément de construction

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\varnothing = 45^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Écartement

$$s = 100 \text{ mm}$$

Nombre de coupes

$$2$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.75 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$V_{Rd,s} = 810 \text{ kN}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$V_{Rd,c} = 2'167 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 810 \text{ kN} > V_d = 508 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 2'167 \text{ kN} > V_d = 508 \text{ kN}$$

Ancrage de l'armature longitudinale

$$F_d = B_d \cdot \cot \alpha = 624 \cdot \cot(45^\circ) = 624 \text{ kN}$$

Résistance à la traction de l'armature longitudinale (3 barres d'armature $\varnothing = 22 \text{ mm}$ entièrement ancrées derrière l'appui)

$$F_{Rd} = A_s \cdot f_{sd} = 3 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4} \cdot 600 \cdot 10^{-3} = 684 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 684 \text{ kN} > F_d = 624 \text{ kN}$$

1.6 Murs extérieurs en contact avec le terrain

Rapport de portée $L_y/L_x = 8.9/2.4 = 3.7 > 2.4$

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés comme des dalles porteuses dans une direction.

1.6.1 Valeur de calcul des actions

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés conformément au chap. 6.5.1, ITC 2017. Hypothèses pour le sol de fondation:

Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
 Poids de pièce humide $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coefficient de pression du terrain au repos $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.5$

Pression du terrain au repos au centre du mur

$$e_{0,k} = K_0 \cdot \left(h_D + \frac{l}{2} \right) \cdot \gamma$$

$$e_{0,k} = 0.5 \cdot \left(0.3 + \frac{2.40}{2} \right) \cdot 20 = 15 \text{ kN/m}^2$$

Conformément à la figure 22, ITC 2017, l'action due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain vaut

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{a}{l}$$

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{0}{2.40} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action

$$q_d = e_{0,k} + \Phi \cdot q_k$$

$$q_d = 15 + 1.2 \cdot 100 = 135 \text{ kN/m}^2$$

1.6.2 Armature

Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 270 \cdot 1'000 = 486 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 12/200$$

Armature minimale de la zone de compression

$$a_s = 0.10 \% \cdot 260 \cdot 1'000 = 260 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10/200$$

1.6.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ direction x	$\varnothing 12/200$	565	269	0.21	90	
x1-	radier	$\varnothing 16/200$	1'005	202	0.50	118	radier déterminant
x2-	dalle	$\varnothing 16/200$	1'005	252	0.40	148	

1.6.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \frac{8}{L_x^2} \cdot \left(m_{xRd}^+ + \frac{m_{xRd1}^- + m_{xRd2}^-}{2} \right) = \frac{8}{2.4^2} \cdot \left(90 + \frac{118 + 148}{2} \right) = 310 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 310 \text{ kN/m}^2 > q_d = 135 \text{ kN/m}^2$$

1.6.5 Sécurité structurale sous contrainte

Le mur extérieur en contact avec le terrain reste dans le domaine élastique. La vérification de la sécurité structurale sous contrainte se fait avec $q_{d,max}$

$$q_{d,max} = e_{0,k} + \Phi \cdot q_k \quad \text{avec } \Phi = 2.0$$

$$q_{d,max} = 15 + 2 \cdot 100 = 215 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = 252 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{d,max} \cdot \frac{(l_x - d_v)}{2} = 215 \cdot \frac{(2.4 - 0.252)}{2} = 230.9 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

Le travail de l'armature de flexion est calculé à l'aide d'une barre encastrée aux deux extrémités.

Moment d'encastrement	$m_d (\Phi = 2.0) = \frac{q_{d,max} \cdot l^2}{12} = \frac{215 \cdot 2.4^2}{12} = 103 \text{ kNm/m}$
-----------------------	--

Résistance à la flexion du mur	$m_{Rd} = 148 \text{ kNm/m}$
--------------------------------	------------------------------

Travail de l'armature de flexion	$m_d (\Phi = 2.0) / m_{Rd} = 103/148 = 0.70$
----------------------------------	--

Géométrie

Hauteur statique	$d = 252 \text{ mm}$
------------------	----------------------

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Travail de l'armature de flexion	$m_d / m_{Rd} = 0.70$
----------------------------------	-----------------------

État de l'armature de flexion	élastique
-------------------------------	-----------

Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0020$
--------------------------------------	--------------------------

Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
---------------------------------------	--------------

Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.66$
--	--------------

Hauteur statique efficace	$d_v = 252 \text{ mm}$
---------------------------	------------------------

Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 283 \text{ kN/m}$
--	---

$$v_{Rd} = 283 \text{ kN/m} > v_{yd} = 230.9 \text{ kN/m}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

1.7 Murs extérieurs jouxtant des locaux annexes non protégés

Rapport de portée $L_y/L_x = 5.9/2.4 = 2.5 > 2.4$

Les murs extérieurs jouxtant des locaux annexes non protégés sont dimensionnés comme des dalles porteuses dans une direction.

1.7.1 Valeur de calcul des actions

Les murs extérieurs jouxtant des locaux annexes non protégés sont dimensionnés conformément au chap. 6.5.2, ITC 2017.

Pour $\alpha < 25 \%$, $q_k = 150 \text{ kN/m}^2$

$$q_d = \Phi \cdot q_k$$

$$q_d = 1.2 \cdot 150 = 180 \text{ kN/m}^2$$

1.7.2 Armature

Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 270 \cdot 1'000 = 486 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 12/200$$

Armature minimale de la zone de compression

$$a_s = 0.10 \% \cdot 270 \cdot 1'000 = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 10/200$$

1.7.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ direction x	$\emptyset 12/200$	565	269	0.21	90	
x1-	radier	$\emptyset 16/200$	1'005	189	0.54	108	radier déterminant
x2-	dalle	$\emptyset 16/200$	1'005	251	0.40	147	dalle déterminante

1.7.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \frac{8}{L_x^2} \cdot \left(m_{xRd}^+ + \frac{m_{xRd1}^- + m_{xRd2}^-}{2} \right)$$

$$q_{Rd} = \frac{8}{2.4^2} \cdot \left(90 + \frac{108 + 147}{2} \right) = 302 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 302 \text{ kN/m}^2 > q_d = 180 \text{ kN/m}^2$$

1.7.5 Sécurité structurale sous contrainte

Le mur extérieur jouxtant des locaux annexes non protégés reste dans le domaine élastique. La vérification de la sécurité structurale sous contrainte se fait avec $q_{d,max}$

$$q_{d,max} = \Phi \cdot q_k; \Phi = 2.0$$

$$q_{d,max} = 2 \cdot 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = 269 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{d,max} \cdot \frac{(l_x - d_v)}{2}$$

$$v_{yd} = 300 \cdot \frac{(2.4 - 0.252)}{2} = 319.7 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

On admet que des déformations plastiques de l'armature de flexion ne peuvent être exclues. La résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant se calcule par conséquent comme suit:

Géométrie

Hauteur statique $d = 259 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

État de l'armature de flexion	plastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.47$
Hauteur statique efficace	$d_v = 259 \text{ mm}$
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m} < v_{yd} = 319.7 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 269 = 256$ mm et une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 256$ mm

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\varnothing = 10$ mm

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 200$ mm

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 200$ mm

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.20$ %

Résistance de l'armature d'effort tranchant $V_{Rd,s} = 522$ kN/m

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $V_{Rd,c} = 2'683$ kN/m

$$V_{Rd,s} = 522 \text{ kN/m} > v_{yd} = 319.7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = 2'683 \text{ kN/m} > v_{yd} = 319.7 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est requise le long des bords longs de la dalle.

Partie avec armature d'effort tranchant

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant v_{Rd}

$$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m}$$

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \frac{L_x}{2} \cdot \left(1 - \frac{v_{Rd}}{q_{d,max} \cdot \frac{L_x}{2}} \right)$$

$$b_s = \frac{2.4}{2} \cdot \left(1 - \frac{206}{300 \cdot \frac{2.4}{2}} \right) = 0.50 \text{ m}$$

1.8 Radier du compartiment 1

1.8.1 Valeur de calcul des actions

Valeur de calcul de la sollicitation du radier

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta (g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1})$$

δ coefficient de répartition pour les actions du sol de fondation

g_k actions permanentes sans la part issue du radier, réparties uniformément

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique des actions du sol de fondation due à une onde de choc aérienne

ψ_{21} coefficient de réduction pour la valeur quasi-permanente d'une action variable concomitante

q_{k1} valeur caractéristique d'une action concomitante

Pour le sol de fondation de type Ia:

$$\delta = 0.60 \text{ dalle entière (ITC 2017, chapitre 6.4)}$$

Pour la flexion

$$\Phi = 1.2 \quad (\text{ITC 2017, tableau 4})$$

$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.4})$$

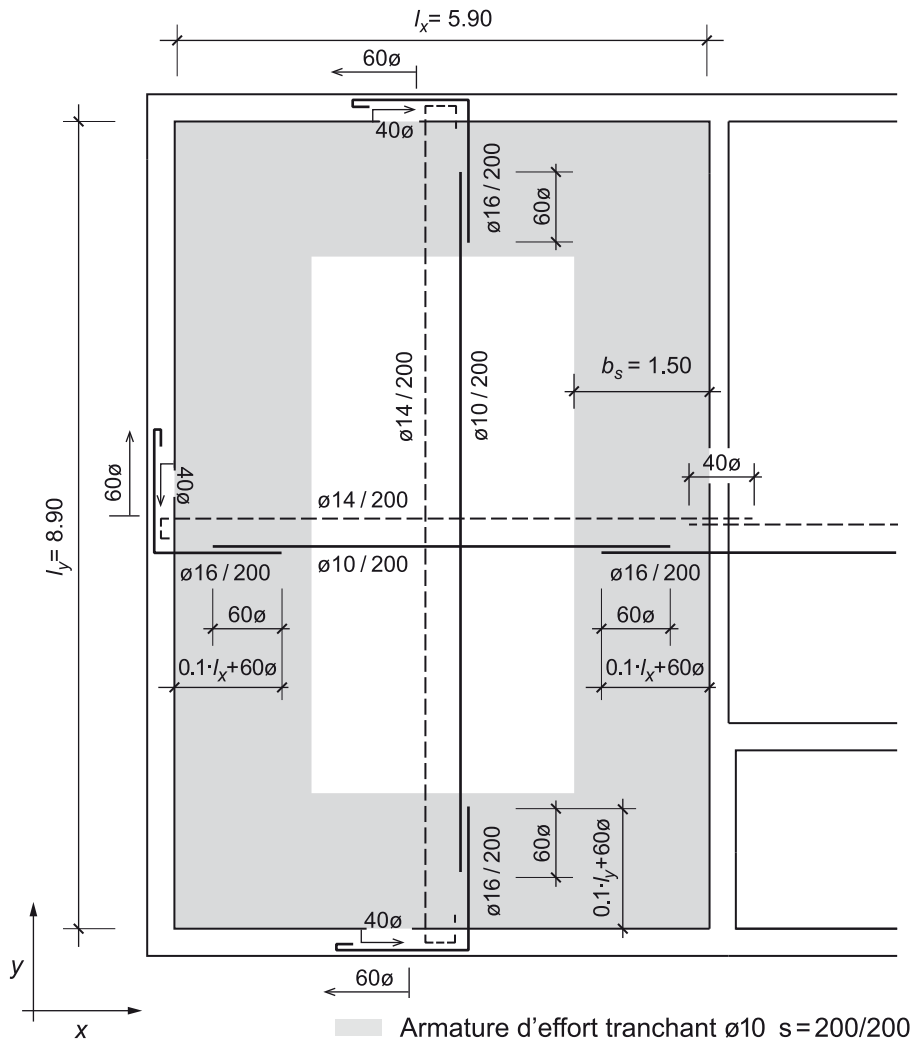
$$g_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} = 40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 0.6 \cdot (40 + 1.2 \cdot 100) = 96 \text{ kN/m}^2$$

Pour le cisaillement

$$q_d = 1.6 \cdot q_{Rd} \text{ ou } q_d = 1.6 \cdot q_{d \max}$$

1.8.2 Armature



1.8.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	champ direction x	$\phi 14/200$	770	218	0.35	98
y+	champ direction y	$\phi 14/200$	770	204	0.38	92
x1-	mur extérieur gauche	$\phi 16/200$	1'005	202	0.50	118
x2-	mur intermédiaire droit	$\phi 16/200$	1'005	202	0.50	118
y1-	mur extérieur en bas	$\phi 16/200$	1'005	186	0.54	108
y2-	mur extérieur en haut	$\phi 16/200$	1'005	186	0.54	108

1.8.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (118 + 2 \cdot 98 + 118)}{3 \cdot 5.9^2 - \frac{5.9^3}{8.9}} + \frac{12 \cdot (108 + 2 \cdot 92 + 108)}{3 \cdot 5.9 \cdot 8.9 - 5.9^2} \right] = 102.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 102.8 \text{ kN/m}^2 > q_d = 96 \text{ kN/m}^2$$

1.8.5 Sécurité structurale sous contrainte

Pour la vérification de la sécurité structurale sous contrainte, conformément au chap. 6.4, ITC 2017, l'action exercée par le sol de fondation de type I_a sur le radier vaut

$$q_d = 1.6 \cdot q_{Rd}$$

$$q_d = 1.6 \cdot 102.8 = 164.5 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{202 + 186}{2} = 194 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(2 \cdot l_y - l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_y - d_v)}$$

$$v_{yd} = 164.5 \cdot \frac{(2 \cdot 8.9 - 5.9 - 0.194) \cdot (5.9 - 0.194)}{4 \cdot (8.9 - 0.194)} = 315.5 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant le long du côté court (x):

$$v_{xd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_x - d_v)}$$

$$v_{xd} = 164.5 \cdot \frac{(5.9 - 0.194) \cdot (5.9 - 0.194)}{4 \cdot (5.9 - 0.194)} = 234.7 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 194 = 184$ mm.

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 184$ mm

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\varnothing = 10$ mm

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 200$ mm

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 200$ mm

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.20$ %

Résistance de l'armature d'effort tranchant $v_{Rd,s} = 375$ kN/m

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $v_{Rd,c} = 1'928$ kN/m

$$v_{Rd,s} = 375 \text{ kN/m} > v_{yd} = 315.5 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 1'928 \text{ kN/m} > v_{yd} = 315.5 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est placée le long des bords.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = 5.9 / 4 = 1.50 \text{ m}$$

1.9 Radier du compartiment 2

Le radier du compartiment 2 est dimensionné de manière similaire à la dalle du compartiment 2. La poutre servant d'appui de dalle est placée sous le radier.

2 Ouvrage de protection comprenant un angle rentrant

2.1 Objectif de l'exemple

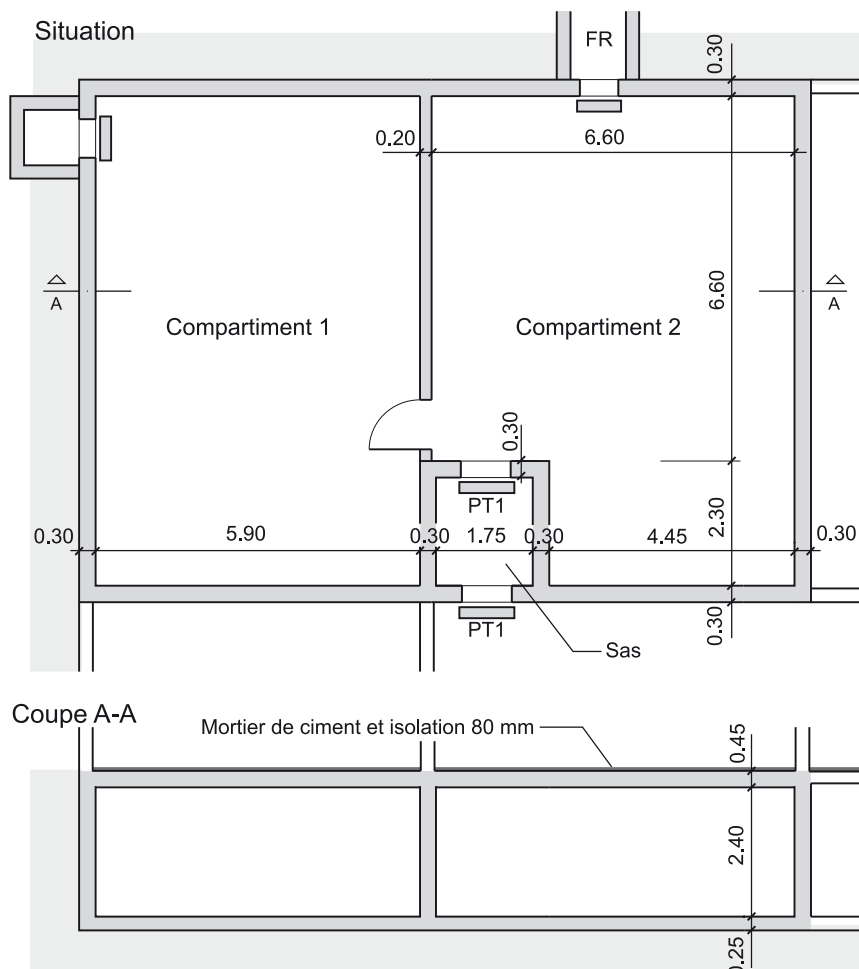
Sur la base d'un ouvrage de protection de dimensions identiques à l'exemple précédent, ce chapitre décrit comment procéder au dimensionnement en l'absence de poutre. Dans cet exemple, l'épaisseur de dalle atteint 450 mm.

Dans le cadre de cet exemple, la dalle de l'ouvrage de protection (les deux compartiments) est dimensionnée au moyen de la méthode statique. En guise d'alternative, la dalle du compartiment 1 pourrait également être dimensionnée avec la méthode cinématique.

Cet exemple n'inclut pas les vérifications requises en temps de paix conformément à la norme SIA 260 ss.

2.2 Bases

2.2.1 Dimensions



2.2.2 Matériaux de construction

Acier d'armature B500B

Valeur de calcul de la limite d'écoulement

$$f_{sd} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Module d'élasticité

$$E_{sd} = 205'000 \text{ N/mm}^2$$

Béton C30/37

Valeur de calcul de la résistance à la compression

$$f_{cd} = 44 \text{ N/mm}^2$$

Valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement

$$\tau_{cd} = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

Valeur de calcul de la contrainte d'adhérence

$$f_{bd} = 4.0 \text{ N/mm}^2$$

Module d'élasticité

$$E_{cm} = 35'000 \text{ N/mm}^2$$

Grain maximum du granulat

$$D_{max} = 32 \text{ mm}$$

Enrobage de l'armature: (valeur minimale / valeur de calcul)

contre la terre

$$35 / 40 \text{ mm}$$

dans le bâtiment

$$20 / 25 \text{ mm}$$

2.3 Hypothèse pour les armatures de flexion

2.3.1 Dalle

Armature minimale de la zone de traction:

$$a_{s,min} = 0.18 \% \cdot 420 \cdot 1'000 = 756 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 14/200, a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armature minimale de la zone de compression:

$$a_{s,min} = 0.10 \% \cdot 420 \cdot 1'000 = 420 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 12/200, a_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$$

2.3.2 Éléments de construction adjacents

Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
Murs extérieurs jouxtant la terre	∅14/200	770	253	0.30	114
Murs extérieurs jouxtant des locaux annexes	∅14/200	770	268	0.29	121

2.4 Dimensionnement de la dalle

La dalle est dimensionnée à l'aide de la méthode statique.

2.4.1 Valeur de calcul des actions

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} \quad \text{avec } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_d valeur de calcul des actions sur la dalle

$g_{k,EG}$ valeur caractéristique du poids propre de la dalle

$g_{k,AL}$ valeur caractéristique du poids propre des éléments non structuraux
(80 mm de revêtement sur dalle)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'onde de choc aérienne

ψ_{21} coefficient de réduction

q_{k1} valeur caractéristique de la charge utile dans le bâtiment

$$g_{k,EG} = 0.45 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 11.3 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,AL} = 0.08 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 1.2 / 2.0 \quad (\text{ITC 2017, tableau 4})$$

$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.3})$$

$$\psi_{21} = 0.3 \quad \text{catégorie A1 (SIA 260, tableau 1)}$$

$$q_{k1} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{catégorie A1 (SIA 261, tableau 8)}$$

$$q_d = 11.3 + 1.6 + 1.2 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 133.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pour la flexion}$$

$$q_{d, \max} = 11.3 + 1.6 + 2.0 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 213.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pour le cisaillement / poinçonnement}$$

2.4.2 Modèle statique



Le long des murs extérieurs jouxtant la terre ou des locaux annexes, la dalle fait l'objet d'un encastrement élastique. L'encastrement possède un moment limite correspondant à la résistance à la flexion du mur adjacent. Dans le cas des murs intérieurs, la dalle repose sur des appuis linéaires articulés.

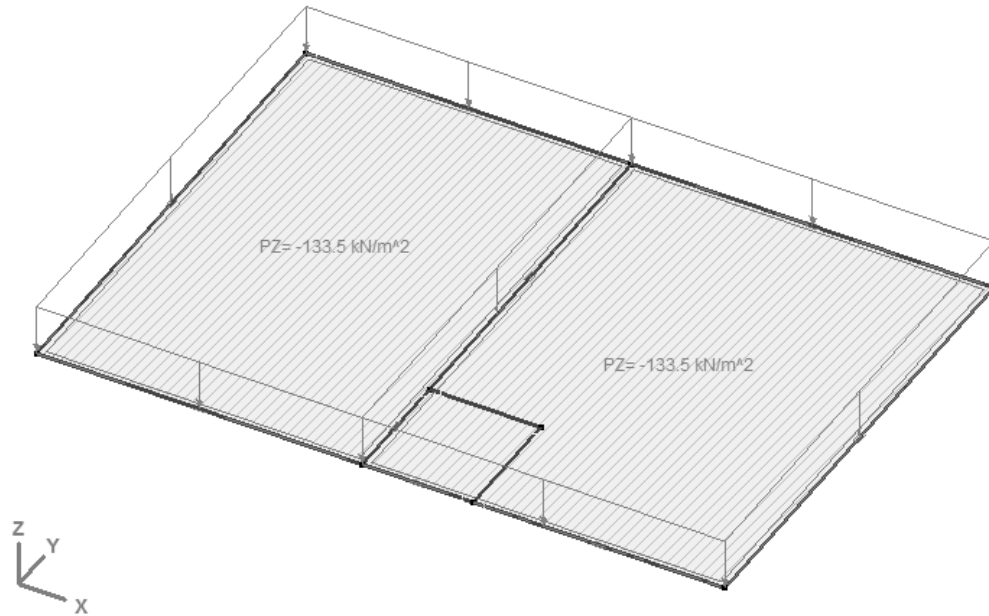
Les effets sont calculés à l'aide d'un programme EF.

Convention de signes: les moments de flexion négatifs génèrent des contraintes de traction à la face inférieure de la dalle.

2.4.3 Cas de charge

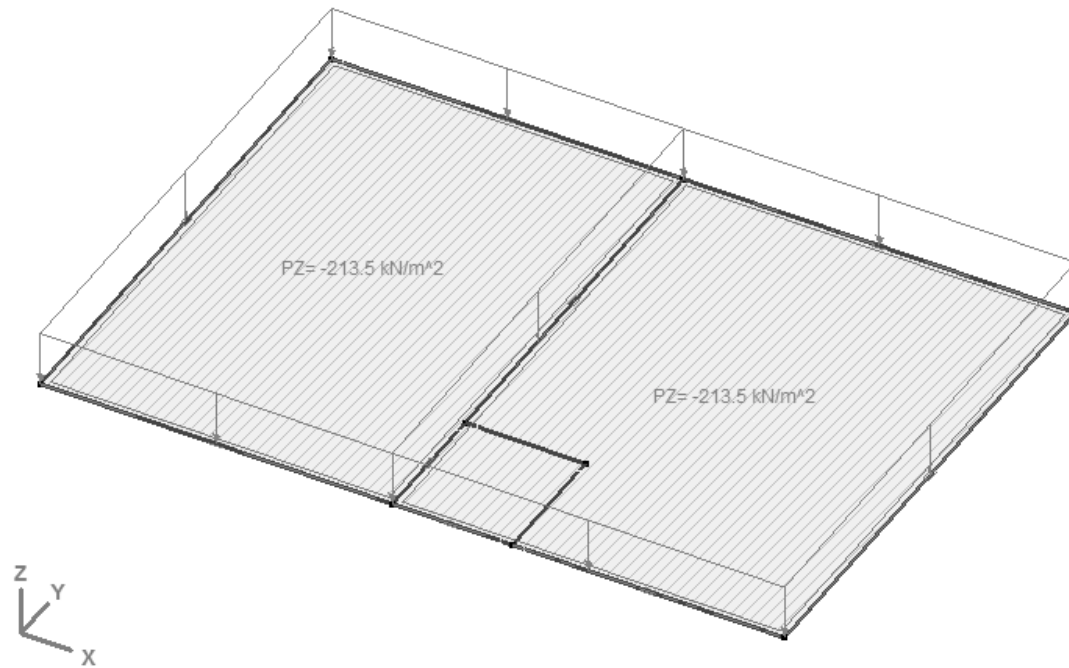
Cas de charge pour la flexion

$$q_d = 133.5 \text{ kN/m}^2$$



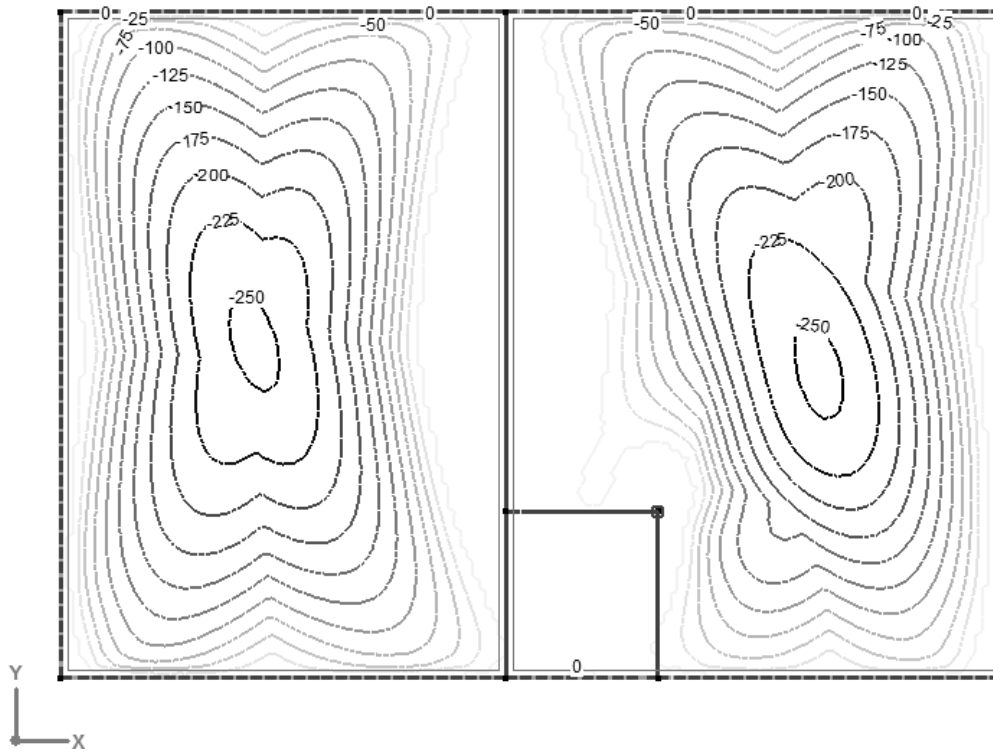
Cas de charge pour le cisaillement

$$q_{d,max} = 213.5 \text{ kN/m}^2$$

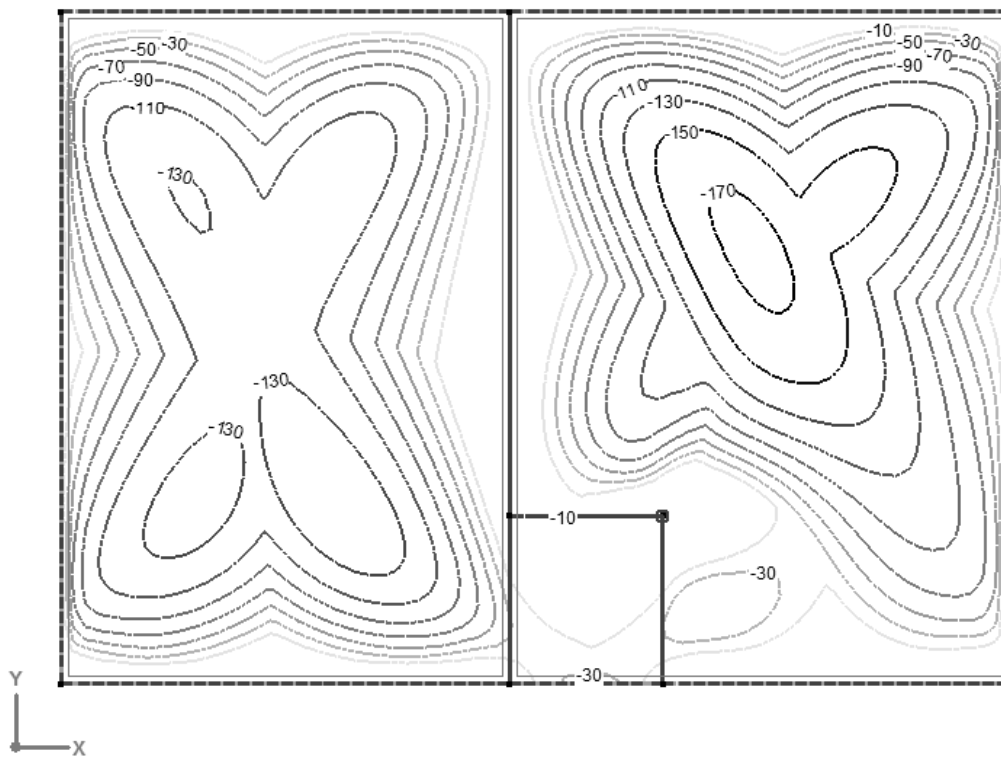


2.4.4 Sécurité structurale en flexion

Moments de flexion pour les couches d'armature inférieures

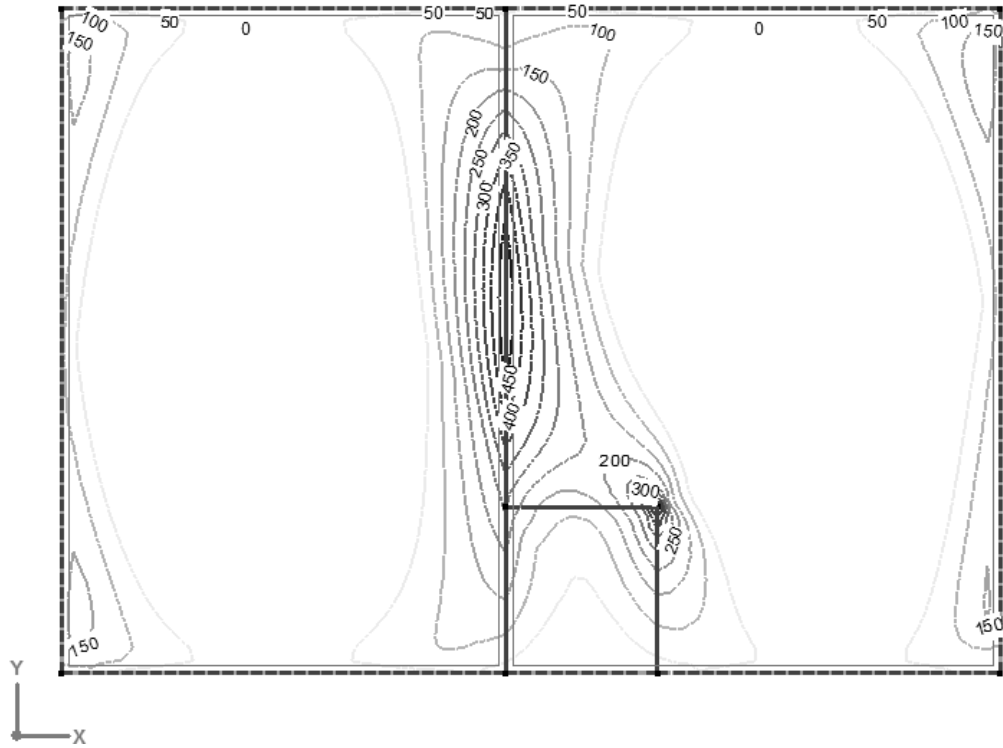


Moments de flexion pour armature inférieure en direction x

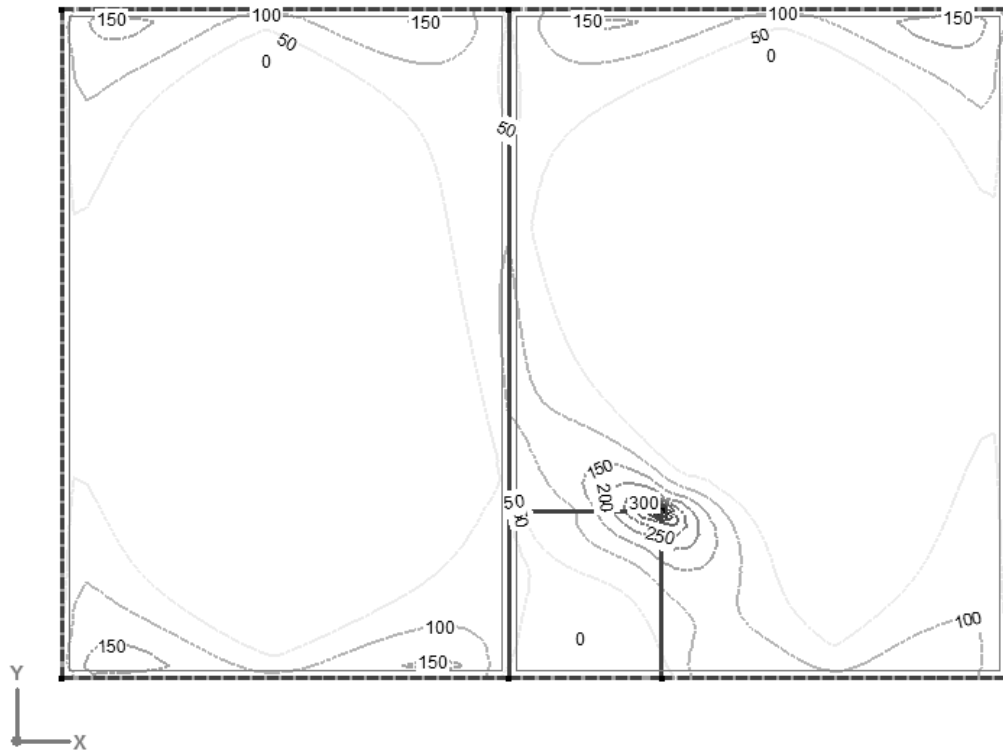


Moments de flexion pour armature inférieure en direction y

Moments de flexion pour les couches d'armature supérieures



Moments de flexion pour armature supérieure en direction x



Moments de flexion pour armature supérieure en direction y

Résistances à la flexion

Armature inférieure en direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 450 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 200 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'005 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 16.1 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 417.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 410.1 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.24 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 247 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 247 \text{ kNm/m} \approx m_{xd} = 250 \text{ kNm/m}$$

Armature inférieure en direction y

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 450 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re ou 4e couche	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 200 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.3 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 402.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 396.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.19 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 183 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 183 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 175 \text{ kNm/m}$$

Armature supérieure en direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 450 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 200 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.3 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 418.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 412.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.18 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 191 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 191 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 175 \text{ kNm/m}$$

Armature supérieure en direction x sur mur intermédiaire

Le moment de flexion au-dessus du mur intermédiaire est intégré à l'emplacement déterminant sur une largeur de 1 m et vaut $m_{xd} = 483 \text{ kNm/m}$.

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 450 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 100 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 2'011 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 32.3 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 417.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 403.3 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.48 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 487 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 487 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 483 \text{ kNm/m}$$

Armature supérieure en direction y

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 450 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	3e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 14 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 200 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.3 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 404.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 398.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.19 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 184 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 184 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 170 \text{ kNm/m}$$

La sécurité structurale en flexion dans les bandes d'appui au-dessus de l'angle rentrant doit être vérifiée avec la charge maximale $q_{d,max}$ (voir Vérification de poinçonnement, chapitre 2.4.6).

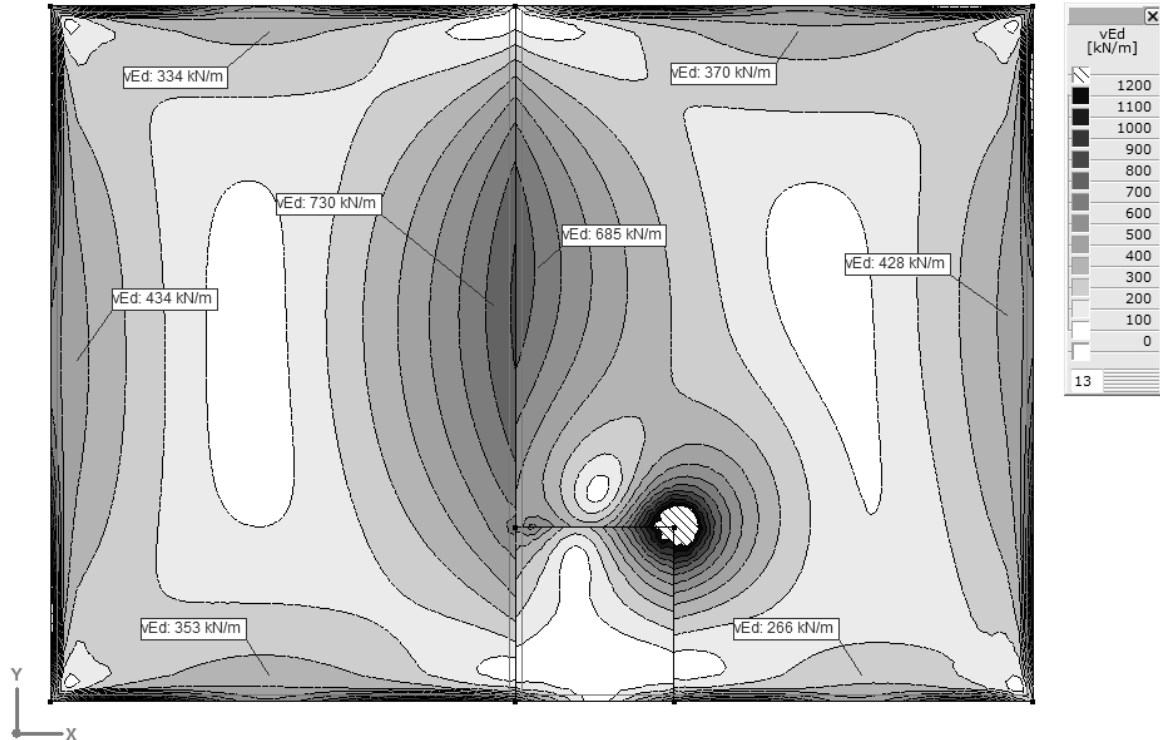
2.4.5 Sécurité structurale sous contrainte

Effort tranchant déterminant

Les efforts tranchants déterminants se situent à une distance de $a = d_v/2 = 411/2 = 205$ mm du bord de l'appui (ou 355 mm, voire 305 mm des axes des murs) et valent:

Le long des murs extérieurs: $v_d = 434$ kN/m

Le long du mur intermédiaire: $v_d = 730$ kN/m



Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

Le travail de l'armature de flexion est calculé avec $q_{d,max}$ ($\Phi = 2.0$). Pour les murs extérieurs, les moments de flexion de la dalle m_d ($\Phi = 2.0$) correspondent aux résistances à la flexion des murs extérieurs. La résistance à l'effort tranchant de la dalle sans armature d'effort tranchant le long des murs extérieurs se calcule comme suit:

Moment de flexion de la dalle $m_d(\Phi = 2.0) = 114$ bzw. 121 kNm/m = $m_{Rd,mur}$

Résistance à la flexion de la dalle $m_{Rd,dalle} = 184$ bzw. 191 kNm/m

Travail de l'armature de flexion $m_d(\Phi = 2.0)/m_{Rd,dalle} = 121/184 = 0.66$

Géométrie

Hauteur statique $d = 411$ mm

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Travail de l'armature de flexion $m_d/m_{Rd} = 0.66$

État de l'armature de flexion élastique

Allongement de l'armature de flexion $\varepsilon_v = 0.0019$

Coefficient de granulométrie maximale $k_g = 1.00$

Coefficient de résistance à l'effort tranchant $k_d = 0.56$

Hauteur statique efficace $d_v = 411$ mm

Résistance à l'effort tranchant $v_{Rd} = 389$ kN/m

$v_{Rd} = 389$ kN/m < $v_d = 434$ kN/m

Le long des murs extérieurs gauche et droit, une armature d'effort tranchant est requise dans la dalle. Le long des murs extérieurs supérieurs et inférieurs, la sécurité structurale sous contrainte peut être vérifiée sans armature d'effort tranchant.

Pour le mur intermédiaire, il faut compter avec des déformations plastiques de l'armature de flexion, étant donné que $m_d (\Phi = 2.0) > m_{Rd,dalle}$. La résistance à l'effort tranchant de la dalle sans armature d'effort tranchant vaut:

Géométrie

Hauteur statique $d = 411 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

État de l'armature de flexion plastique

Allongement de l'armature de flexion $\varepsilon_v = 0.0044$

Coefficient de granulométrie maximale $k_g = 1.00$

Coefficient de résistance à l'effort tranchant $k_d = 0.36$

Hauteur statique efficace $d_v = 411 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant $v_{Rd} = 249 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 249 \text{ kN/m} < v_d = 730 \text{ kN/m}$$

La résistance à l'effort tranchant de la dalle sans armature d'effort tranchant est insuffisante. Le long du mur intermédiaire, une armature d'effort tranchant est requise dans la dalle.

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant de la dalle avec armature d'effort tranchant est calculée avec une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$. L'effort tranchant déterminant pour le dimensionnement de l'armature d'effort tranchant se situe à une distance de $a = z \cdot \cot \alpha = 402 \cdot \cot (30^\circ) = 696 \text{ mm}$ du bord de l'appui et vaut au maximum $v_d = 613 \text{ kN/m}$ (mur intermédiaire).

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 402 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 200 \text{ mm}$

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 200 \text{ mm}$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.20 \%$

Résistance de l'armature d'effort tranchant $v_{Rd,s} = 820 \text{ kN/m}$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $v_{Rd,c} = 4'213 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd,s} = 820 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

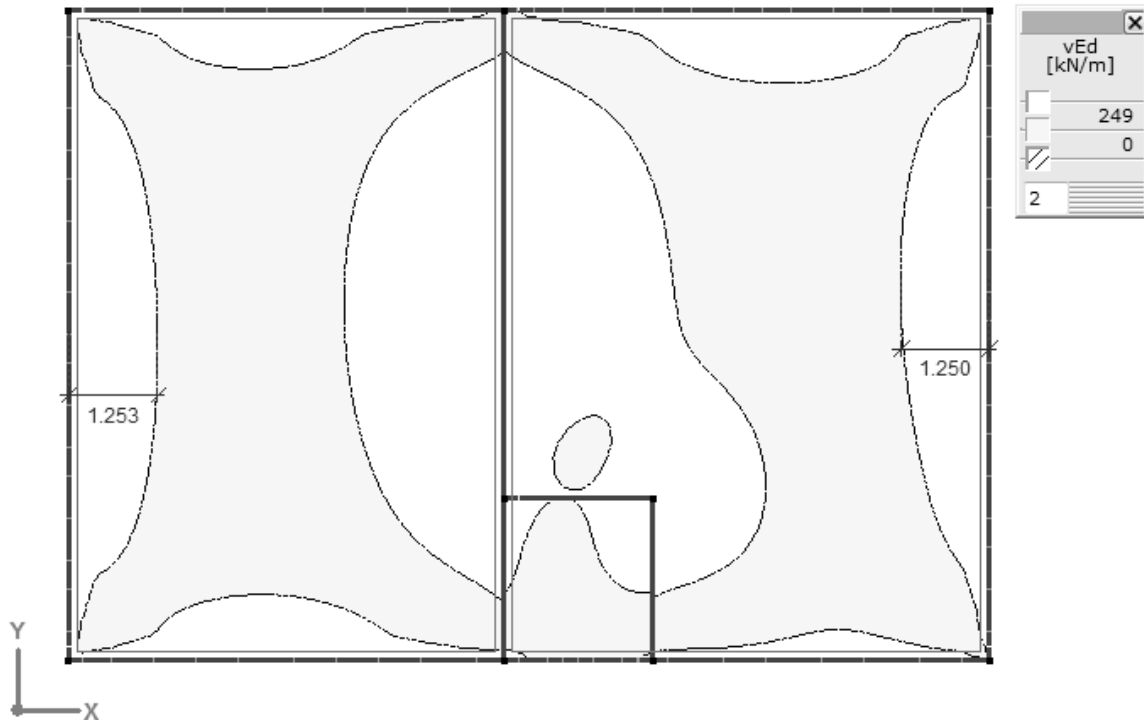
$$v_{Rd,c} = 4'213 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

Partie avec armature d'effort tranchant

Le long des murs extérieurs gauche et droit, la partie avec armature d'effort tranchant est choisie de telle façon que la résistance à l'effort tranchant de la dalle sans armature d'effort tranchant (déformations plastiques de l'armature de flexion non exclues) soit suffisante.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = l - \frac{t_w}{2} = 1.25 - \frac{0.30}{2} = 1.10 \text{ m}$$



Pour le mur intermédiaire, le travail de l'armature de flexion est pris en compte pour calculer la résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant.

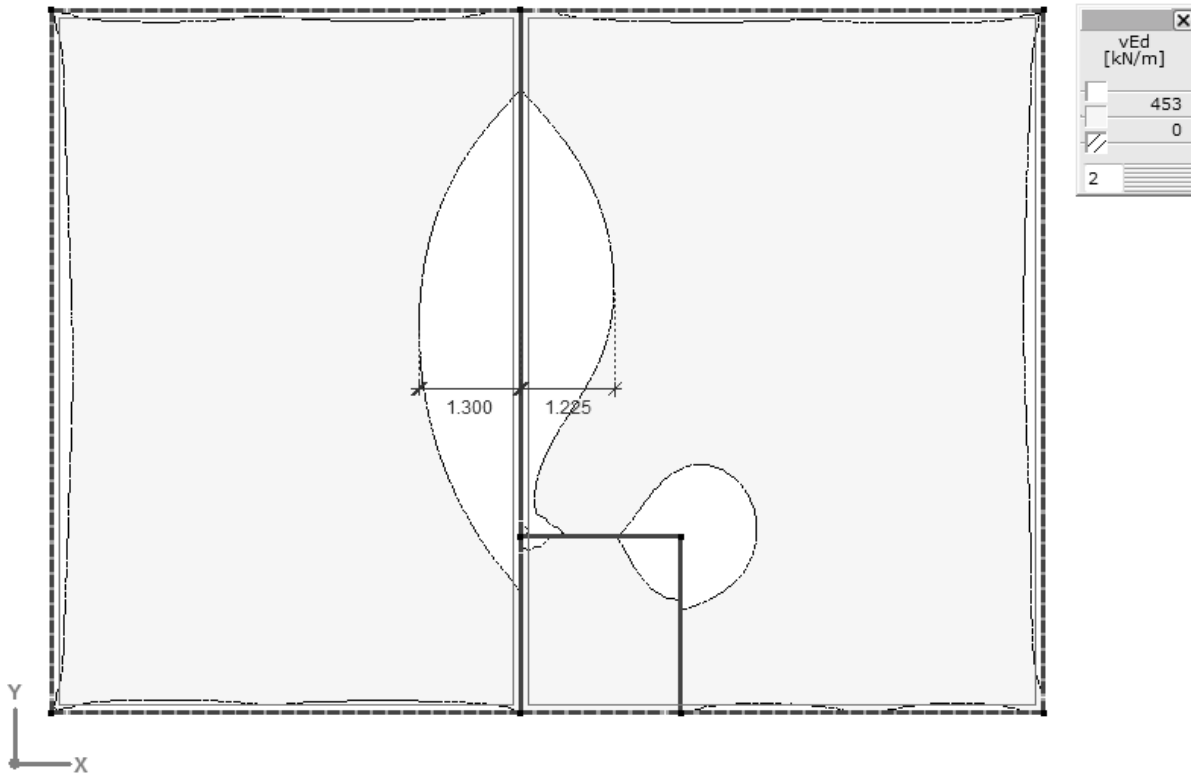
Hypothèse: la largeur de la partie avec l'étrier est de 1.30 m par rapport à l'axe du mur.

Moment de flexion	$m_d \approx 220 \text{ kNm/m}$, avec $q_{d,max} (\Phi = 2.0)$
Travail de l'armature de flexion	$m_d/m_{Rd} = 220 / 487 = 0.45$
Effort tranchant maximum	$v_d = 451 \text{ kN/m}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Travail de l'armature de flexion	$m_d / m_{Rd} = 0.45$
État de l'armature de flexion	élastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0013$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.65$
Hauteur statique efficace	$d_v = 411 \text{ mm}$
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 453 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 453 \text{ kN/m} > v_d = 451 \text{ kN/m}$$



Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = l - \frac{t_w}{2} = 1.30 - \frac{0.20}{2} = 1.20 \text{ m}$$

2.4.6 Résistance structurale au poinçonnement

Une vérification de poinçonnement est effectuée au niveau de l'angle rentrant des murs du sas. Dans cet exemple, le coefficient k_e est fixé approximativement à 0.75. La vérification de poinçonnement utilise le degré d'approximation 3 selon la norme SIA 262.

Choix de l'armature de flexion et calcul des résistances à la flexion

Orientation de l'armature

Armature en direction x 4e couche
Armature en direction y 3e couche

Armature supérieure en direction x

Armature principale $\varnothing = 14$ mm
 $s = 200$ mm
Suppléments $\varnothing = 20$ mm
 $s = 200$ mm
 $a_{s,exist} = 2'340$ mm²/m
 $d_x = 415$ mm
 $m_{Rd} = 560.4$ kNm/m

Armature supérieure en direction y

Armature principale $\varnothing = 14$ mm
 $s = 200$ mm
Suppléments $\varnothing = 22$ mm
 $s = 200$ mm
 $a_{s,exist} = 2'340$ mm²/m
 $d_y = 395$ mm
 $m_{Rd} = 532.3$ kNm/m

La hauteur statique efficace d_v vaut

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{415 + 395}{2} = 405 \text{ mm}$$

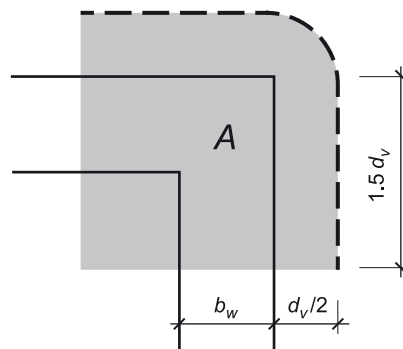
Valeur de calcul de la charge de poinçonnement

Valeur de mesure de la charge de poinçonnement avec une charge de $q_{d,max}$

$$V_d = 1'600 \text{ kN}$$

Résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement

Surface au sein de la section de contrôle



$$A = (1.5 \cdot d_v)^2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d_v \cdot \frac{d_v}{2} + \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

$$A = (1.5 \cdot 405)^2 + 2 \cdot 1.5 \cdot 405 \cdot \frac{405}{2} + \pi \cdot \left(\frac{405}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{4} = 647'300 \text{ mm}^2$$

Diamètre de la surface convertie en un cercle de même superficie au sein de la section de contrôle

$$b = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{647'300 \cdot 4}{\pi}} = 908 \text{ mm}$$

Excentricité entre la résultante des forces d'appui et le centre de gravité de la section de contrôle

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b$$

$$e_u = \frac{1 - 0.75}{0.75} \cdot 908 = 303 \text{ mm}$$

Périmètre de la section de contrôle u

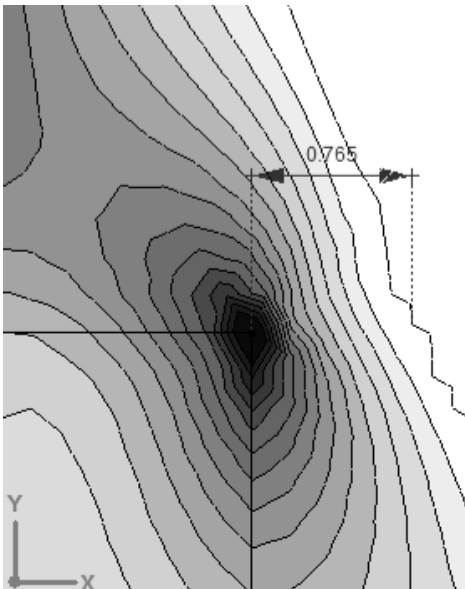
$$u = 2 \cdot 1.5 \cdot d_v + 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_v}{2} \cdot \frac{1}{4}$$

$$u = 2 \cdot 1.5 \cdot 405 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{405}{2} \cdot \frac{1}{4} = 1'533 \text{ mm}$$

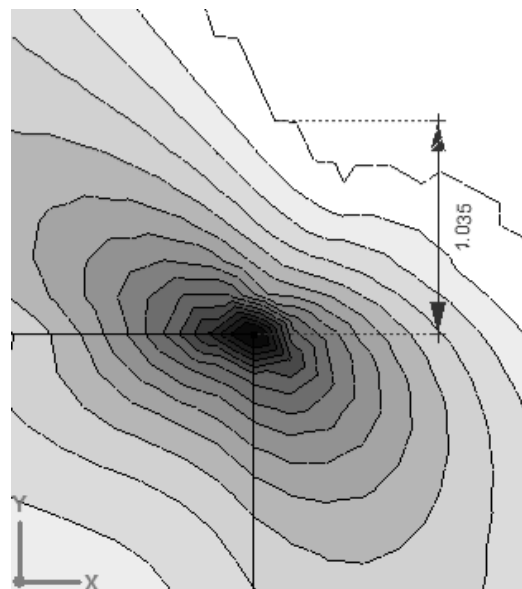
Périmètre réduit de la section de contrôle u_{red}

$$u_{red} = u \cdot k_e = 1'533 \cdot 0.75 = 1'150 \text{ mm}$$

Distance r_s entre le centre de l'appui et le point de moment nul



$$r_{sx} = 765 \text{ mm}$$

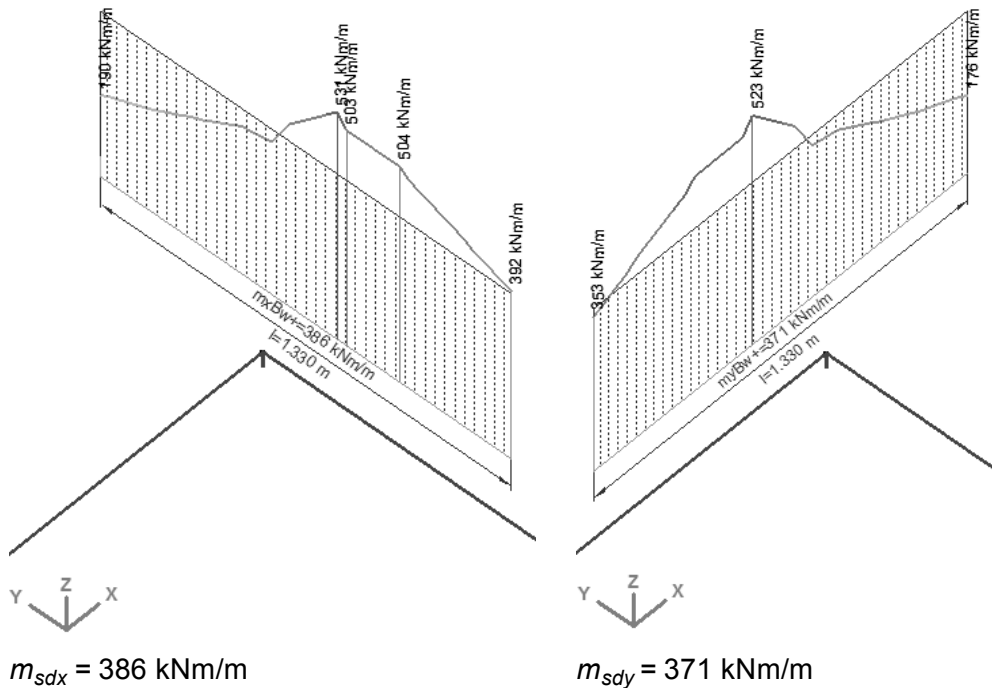


$$r_{sy} = 1'035 \text{ mm}$$

Largeur représentative b_s des bandes d'appui

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{765 \cdot 1'035} = 1.33 \text{ m}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui dus à $q_{d,max}$ en bordure des murs du sas



Vérifications de la sécurité structurale en flexion dans les bandes d'appui

$$m_{Rdx} = 560.4 \text{ kNm/m} > m_{sdx} = 386 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rdy} = 532.3 \text{ kNm/m} > m_{sdy} = 371 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rdx}} \right)^{3/2} = 1.2 \cdot \frac{0.677}{0.415} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{386}{560.4} \right)^{3/2} = 0.0037$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rdy}} \right)^{3/2} = 1.2 \cdot \frac{0.846}{0.395} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{371}{532.3} \right)^{3/2} = 0.0054$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.0054$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0054 \cdot 405 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 1.190$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c}$ sans armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c} = 1.190 \cdot 1.7 \cdot 405 \cdot 1'150 \cdot 10^{-3} = 942 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 942 \text{ kN} < V_d = 1'600 \text{ kN}$$

La vérification de poinçonnement ne peut être assurée en l'absence d'armature de poinçonnement.

Résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement

La résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement est limitée par la première diagonale de compression en béton adjacente à la surface d'appui.

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 1.190 \cdot 1.7 \cdot 405 \cdot 1'150 \cdot 10^{-3} = 1'884 \text{ kN}$$

Valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{d,s}$ de l'armature de poinçonnement

$$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \geq \frac{V_d}{2}$$

$$V_{d,s} = 1'600 - 942 = 658 \text{ kN} < \frac{1'600}{2} = 800 \text{ kN}$$

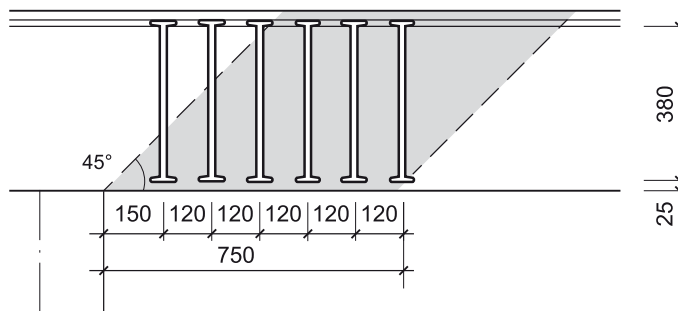
$$V_{d,s} = 800 \text{ kN}$$

5 tiges de poinçonnement avec éléments d'armature agencés de manière radiale sont sélectionnés.

Diamètre: $\varnothing_{sw} = 22 \text{ mm}$

Distance radiale: $s_1 = 120 \text{ mm} < 200 + \frac{d}{6} = 269 \text{ mm}$

Distance du bord: $s_0 = 150 \text{ mm} < s_{1,max} = 269 \text{ mm}$



Nombre de barres entre $0.35d_v$ et d_v de distance de la surface d'appui

$$n = 3 \cdot 5 = 15$$

Valeur de calcul de la contrainte σ_{sd} dans l'armature de poinçonnement

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205'000 \cdot 0.0054}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{405}{22} \right) = 205 \text{ N/mm}^2$$

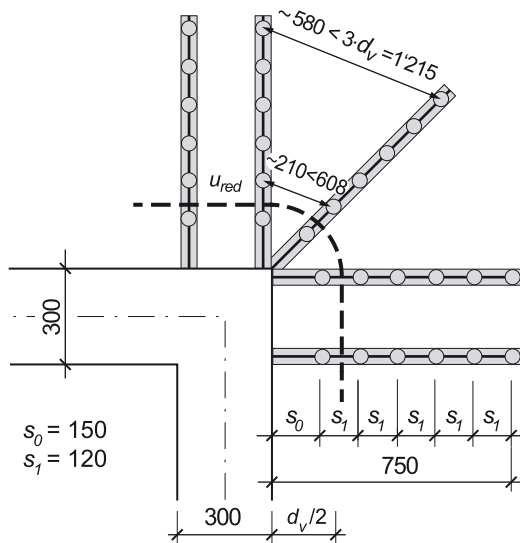
Résistance de l'armature de poinçonnement $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta$$

$$V_{Rd,s} = 15 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4} \cdot 0.75 \cdot 205 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 878 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 878 \text{ kN} > V_{d,s} = 800 \text{ kN}$$

En lieu et place de barres d'armature à têtes soudées, il est aussi possible d'employer des étriers. Le dimensionnement des étriers s'effectue de façon similaire, mais n'est pas détaillé dans cet exemple.



Résistance au poinçonnement en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

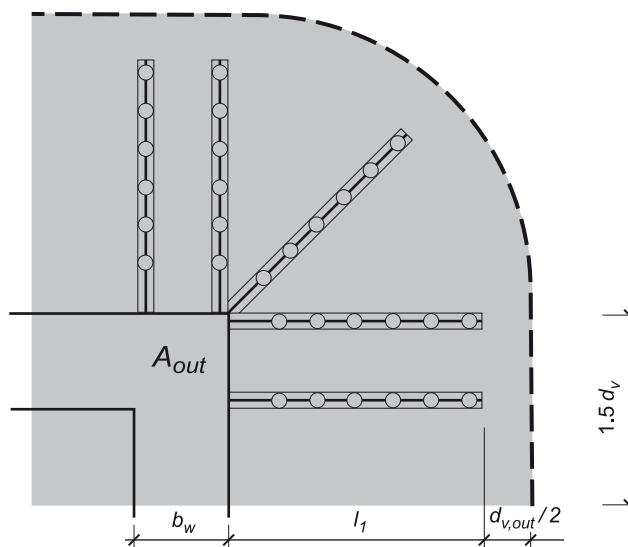
La longueur requise des tiges de poinçonnement doit être sélectionnée de façon à ce que la résistance au poinçonnement du béton $V_{Rd,c,out}$ soit suffisante en dehors de la partie avec armature de poinçonnement.

sélectionné: $l_1 = 150 + 5 \cdot 120 = 750$ mm

Hauteur statique efficace $d_{v,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$d_{v,out} = d_v - c_v = 405 - 25 = 380 \text{ mm}$$

Surface au sein de la section de contrôle



$$A_{out} = (1.5 \cdot d_v)^2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d_v \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

$$A_{out} = (1.5 \cdot 405)^2 + 2 \cdot 1.5 \cdot 405 \cdot \left(750 + \frac{380}{2} \right) + \pi \cdot \left(750 + \frac{380}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{4} = 2'205'137 \text{ mm}^2$$

Diamètre de la surface convertie en un cercle de même superficie au sein de la section de contrôle

$$b_{out} = \sqrt{\frac{A_{out} \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{2'205'137 \cdot 4}{\pi}} = 1'676 \text{ mm}$$

Coefficient de réduction du périmètre de la section de contrôle

$$k_{e,out} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_{out}}} = \frac{1}{1 + \frac{303}{1'676}} = 0.85$$

Périmètre de la section de contrôle u_{out} en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$u_{out} = 2 \cdot 1.5 \cdot d_{v,out} + 2 \cdot \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) \cdot \frac{1}{4}$$

$$u_{out} = 2 \cdot 1.5 \cdot 380 + 2 \cdot \pi \cdot \left(750 + \frac{380}{2} \right) \cdot \frac{1}{4} = 2'616 \text{ mm}$$

Périmètre réduit de la section de contrôle

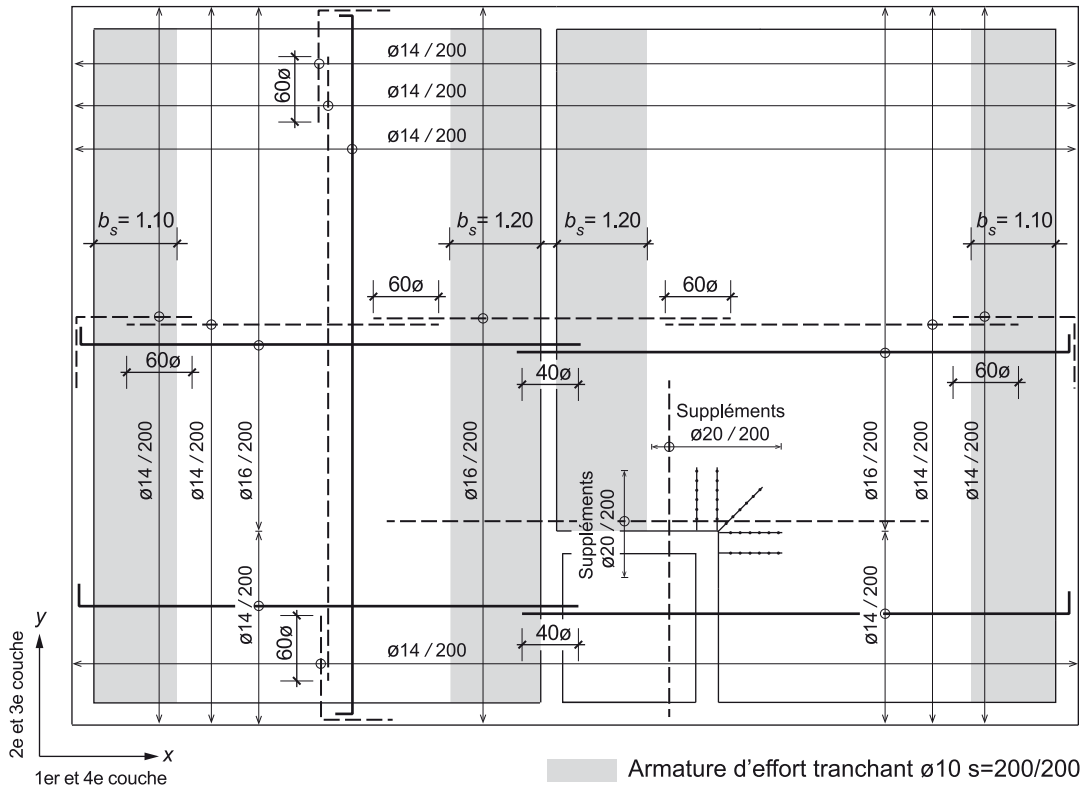
$$u_{out,red} = k_{e,out} \cdot u_{out} = 0.85 \cdot 2'616 = 2'216 \text{ mm}$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out,red} = 1.190 \cdot 1.7 \cdot 380 \cdot 2'216 \cdot 10^{-3} = 1'704 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,out} = 1'704 \text{ kN} > V_d = 1'600 \text{ kN}$$

2.4.7 Croquis d'armature



3 Ouvrage de protection d'un foyer

3.1 Objectif de l'exemple

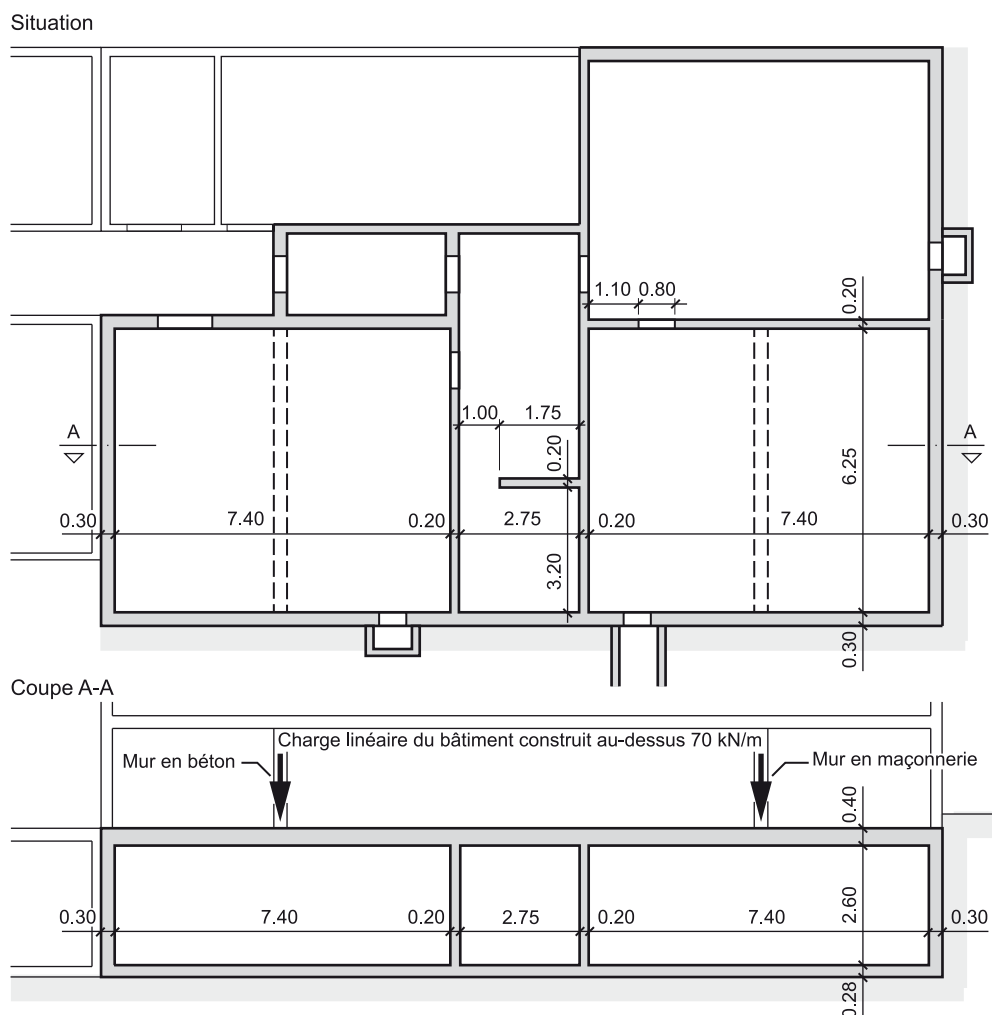
Cet exemple d'un ouvrage de protection pour un foyer a pour but d'illustrer la procédure pour des éléments de construction sélectionnés.

Le mur en béton du bâtiment construit au-dessus est autoportant, encastré de mur à mur et séparé de la dalle de l'abri. Il n'exerce aucune contrainte sur celle-ci. Le mur en maçonnerie, quant à lui, repose directement sur la dalle de l'abri.

L'exemple n'inclut pas les vérifications requises en temps de paix conformément à la norme SIA 260 ss.

3.2 Bases

3.2.1 Dimensions

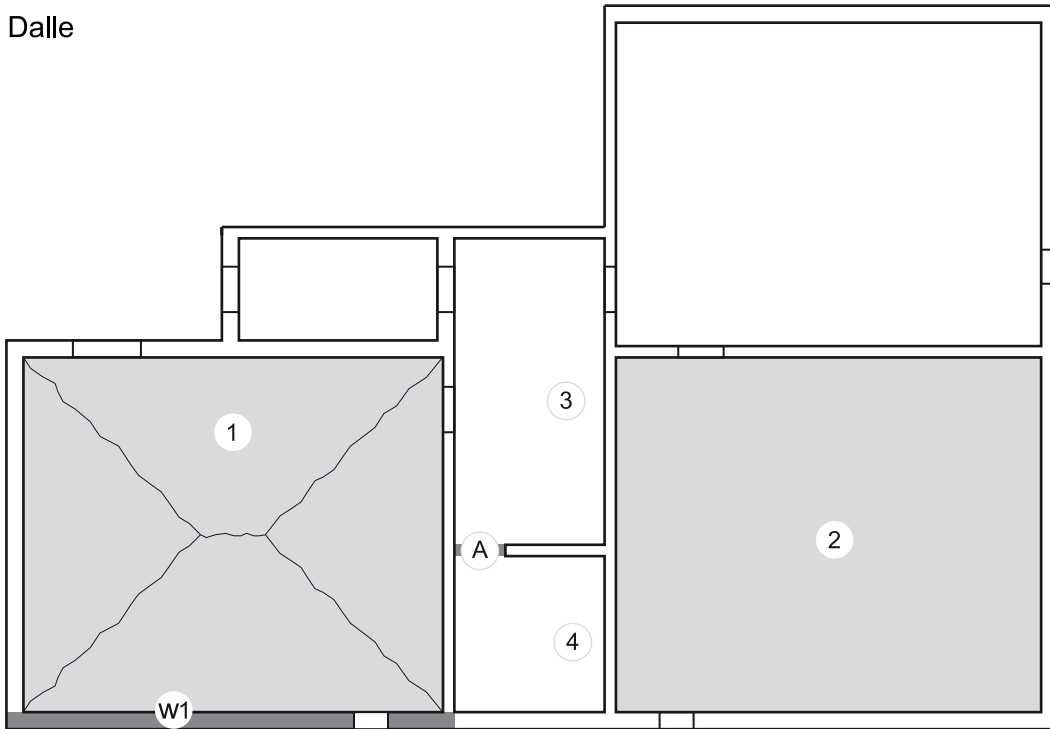


3.2.2 Éléments de construction dimensionnés

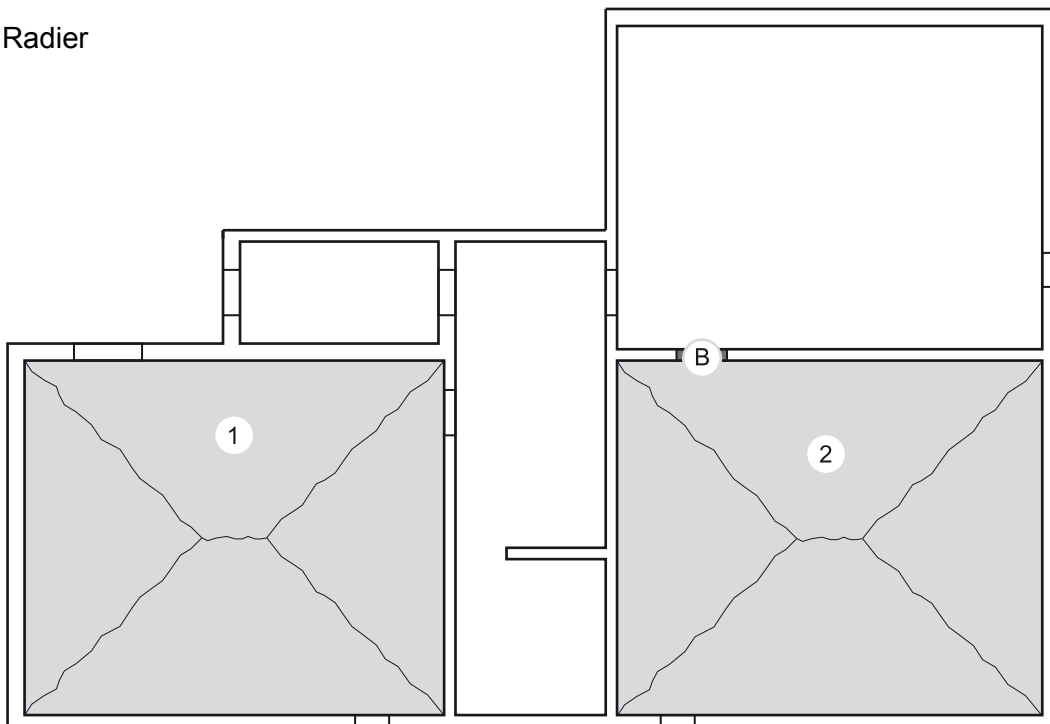
Les éléments de construction suivants sont dimensionnés dans cet exemple:

- Champ de dalle 1 (méthode cinématique)
- Champ de dalle 2 (méthode statique)
- Appui de remplacement A dans la dalle (méthode cinématique)
- Champs de radier 1 et 2 (méthode cinématique)
- Appui de remplacement B dans le radier (méthode cinématique)
- Mur W1 (méthode cinématique)

Dalle



Radier



3.2.3 Matériaux de construction

Acier d'armature B500B

Valeur de calcul de la limite d'écoulement	$f_{sd} = 600 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E_{sd} = 205'000 \text{ N/mm}^2$

Béton C30/37

Valeur de calcul de la résistance à la compression	$f_{cd} = 44 \text{ N/mm}^2$
Valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement	$\tau_{cd} = 1.7 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E_{sm} = 35'000 \text{ N/mm}^2$
Grain maximum du granulat	$D_{max} = 32 \text{ mm}$

Enrobage de l'armature: (valeur minimale / valeur de calcul)

contre la terre	35 / 40 mm
dans le bâtiment	20 / 25 mm

3.2.4 Sol de fondation

Sol de fondation de type I_a

3.3 Champ de dalle 1

3.3.1 Valeur de calcul des actions

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} \quad \text{avec } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_d valeur de calcul des actions sur la dalle

$g_{k,EG}$ valeur caractéristique du poids propre de la dalle

$g_{k,AL}$ valeur caractéristique du poids propre des éléments non structuraux
(50 mm de revêtement sur dalle)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'onde de choc aérienne

ψ_{21} coefficient de réduction

q_{k1} valeur caractéristique de la charge utile dans le bâtiment

$$g_{k,EG} = 0.40 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,AL} = 0.05 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 1.2 \quad (\text{ITC 2017, tableau 4})$$

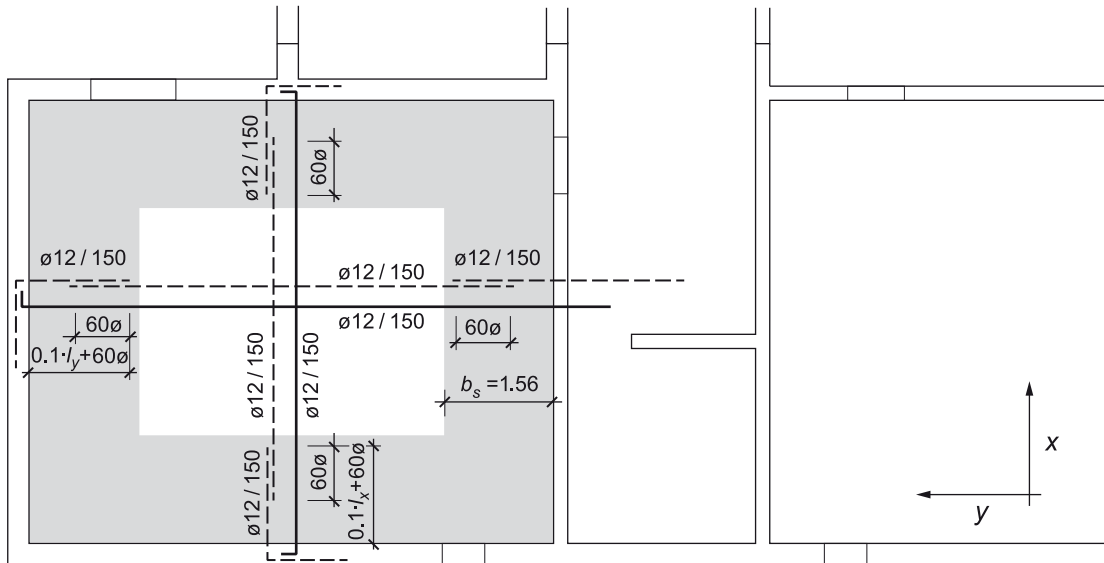
$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.3})$$

$$\psi_{21} = 0.6 \quad \text{catégorie C (SIA 260, tableau 1)}$$

$$q_{k1} = 5.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{catégorie C (SIA 261, tableau 8)}$$

$$q_d = 10 + 1.0 + 1.2 \cdot 100 + 0.6 \cdot 5.0 = 134 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Armature



Armature d'effort tranchant ø8 s=150/150

3.3.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Remarques
x+	champ	ø12/150	754	369	0.20	164	
y+	direction x	ø12/150	754	357	0.21	159	
x1-	direction y	ø12/150	754	357	0.21	159	
x1-	mur extérieur en bas	ø12/150	754	254	0.30	113	mur déterminant
x2-	mur extérieur en haut	ø12/150	754	269	0.28	119	mur déterminant
y1-	mur extérieur gauche	ø12/150	754	254	0.30	113	mur déterminant
y2-	droit	ø12/150	754	357	0.21	159	

3.3.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (113 + 2 \cdot 164 + 119)}{3 \cdot 6.25^2 - \frac{6.25^3}{7.4}} + \frac{12 \cdot (113 + 2 \cdot 159 + 159)}{3 \cdot 6.25 \cdot 7.4 - 6.25^2} \right] = 150.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 150.8 \text{ kN/m}^2 > q_d = 134 \text{ kN/m}^2$$

3.3.5 Sécurité structurale sous contrainte

Vérification de la sécurité structurale sous contrainte de cisaillement avec la charge ultime en flexion de la dalle, étant donné

$$q_{Rd} \leq q_{d,max} \text{ avec } \Phi = 2.0$$

$$q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

$$q_{d,max} = 10 + 1.0 + 2.0 \cdot 100 + 0.6 \cdot 5.0 = 214 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 150.8 \text{ kN/m}^2 \leq q_{d,max} = 214 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{369 + 357}{2} = 363 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(2 \cdot l_y - l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_y - d_v)} = 150.8 \cdot \frac{(2 \cdot 7.4 - 6.25 - 0.363) \cdot (6.25 - 0.363)}{4 \cdot (7.4 - 0.363)} = 258.3 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant le long du côté court (x):

$$v_{xd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_x - d_v)} = 150.8 \cdot \frac{(6.25 - 0.363) \cdot (6.25 - 0.363)}{4 \cdot (6.25 - 0.363)} = 222 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 363 = 345 \text{ mm}$. On admet une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 345 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.22 \%$

Résistance de l'armature d'effort tranchant $v_{Rd,s} = 801 \text{ kN/m}$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $v_{Rd,c} = 3'615 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd,s} = 801 \text{ kN/m} > v_{yd} = 258.3 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 3'615 \text{ kN/m} > v_{yd} = 258.3 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est placée le long des bords de la dalle.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = 6.25 / 4 = 1.56 \text{ m}$$

3.4 Champ de dalle 2

En raison de la charge linéaire sur la dalle, le champ de dalle 2 doit être dimensionné à l'aide de la méthode statique.

3.4.1 Valeur de calcul des actions

La charge de la dalle pour la sollicitation en flexion correspond à celle du champ de dalle 1.

$$q_d = 134 \text{ kN/m}^2$$

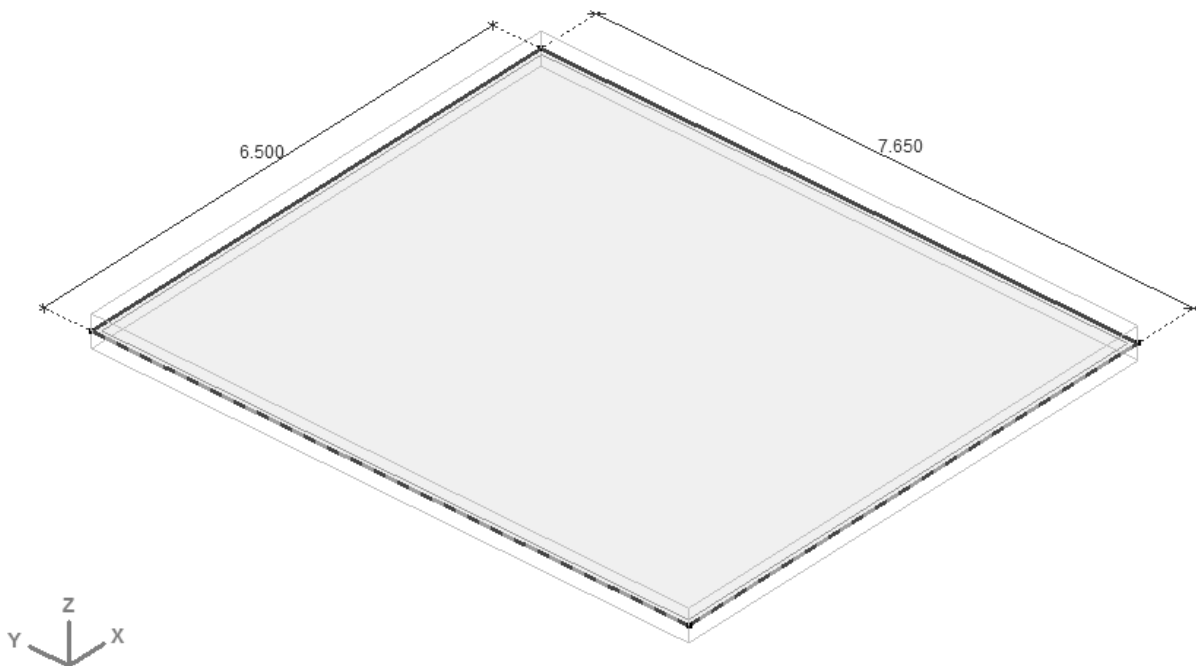
La charge de la dalle pour l'effort tranchant atteint:

$$q_{d,max} = 10 + 1.0 + 2.0 \cdot 100 + 0.6 \cdot 5.0 = 214 \text{ kN/m}^2$$

Outre la charge de surface, la charge linéaire du mur en maçonnerie s'applique

$$f_d = 70 \text{ kN/m}$$

3.4.2 Modèle statique



Le long des murs extérieurs, la dalle fait l'objet d'un encastrement élastique. L'encastrement possède un moment limite correspondant à la résistance à la flexion du mur adjacent.

$$m_{Rd,encastrement} = 151 \text{ kNm/m avec armature } \varnothing 14/150$$

Dans le cas des murs intérieurs, la dalle repose sur des appuis linéaires articulés. Le long des murs intérieurs, les bords de la dalle subissent des moments de flexion externes correspondant aux résistances à la flexion des champs de dalle adjacents.

$$m_{Rd} = 164 \text{ resp. } 159 \text{ kNm/m avec armature } \varnothing 12/150 \text{ (hypothèse)}$$

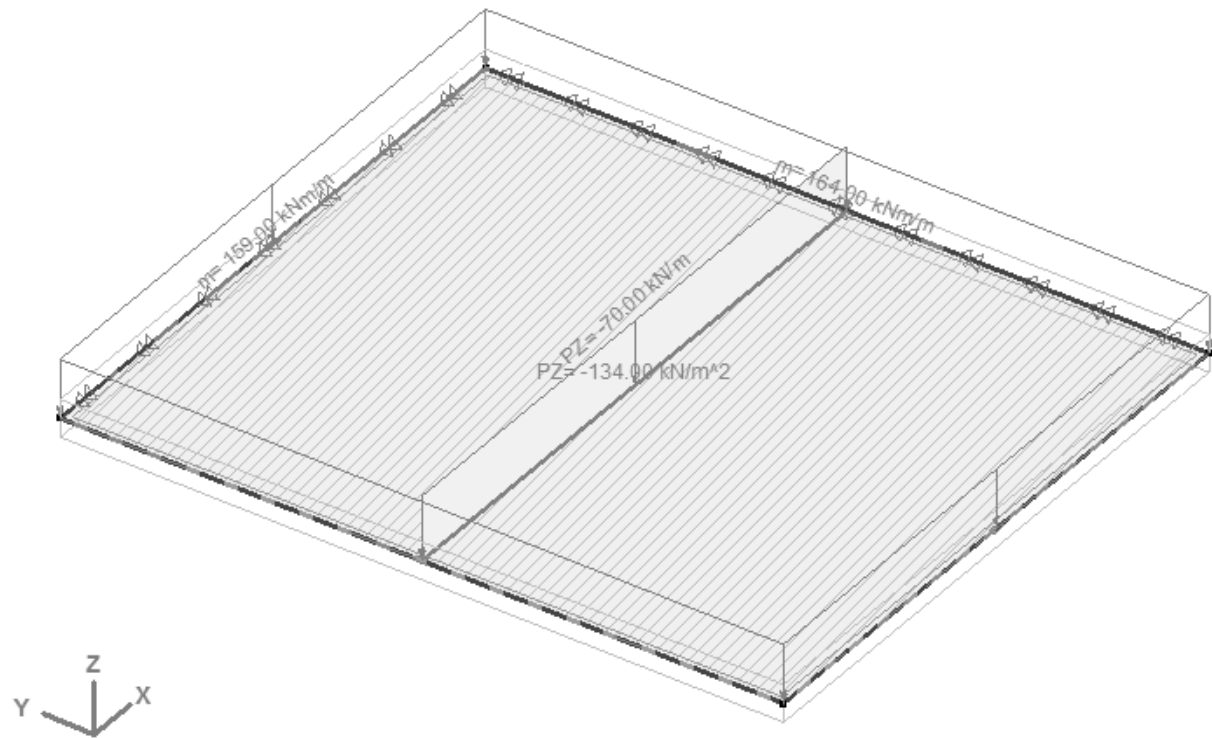
Les effets sont calculés à l'aide d'un programme EF.

Convention de signes: les moments de flexion négatifs génèrent des contraintes de traction sur la face inférieure de la dalle.

3.4.3 Cas de charge

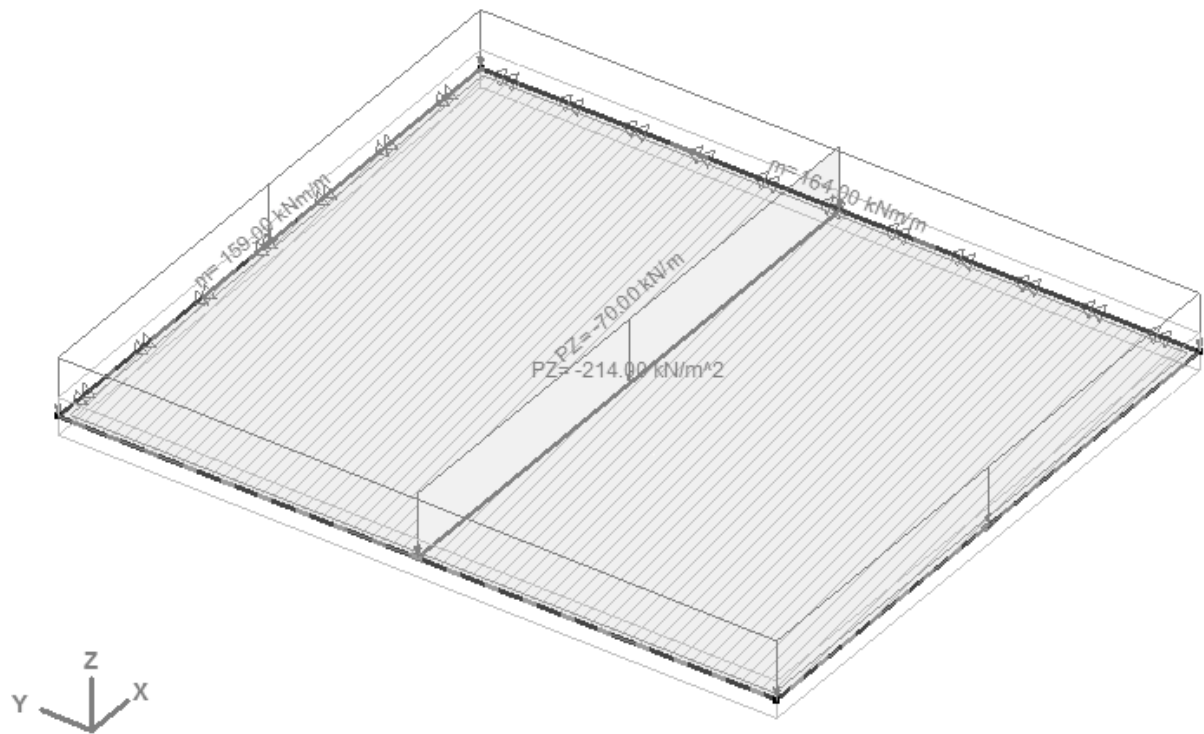
Cas de charge pour la flexion

$$q_d = 134 \text{ kN/m}^2$$



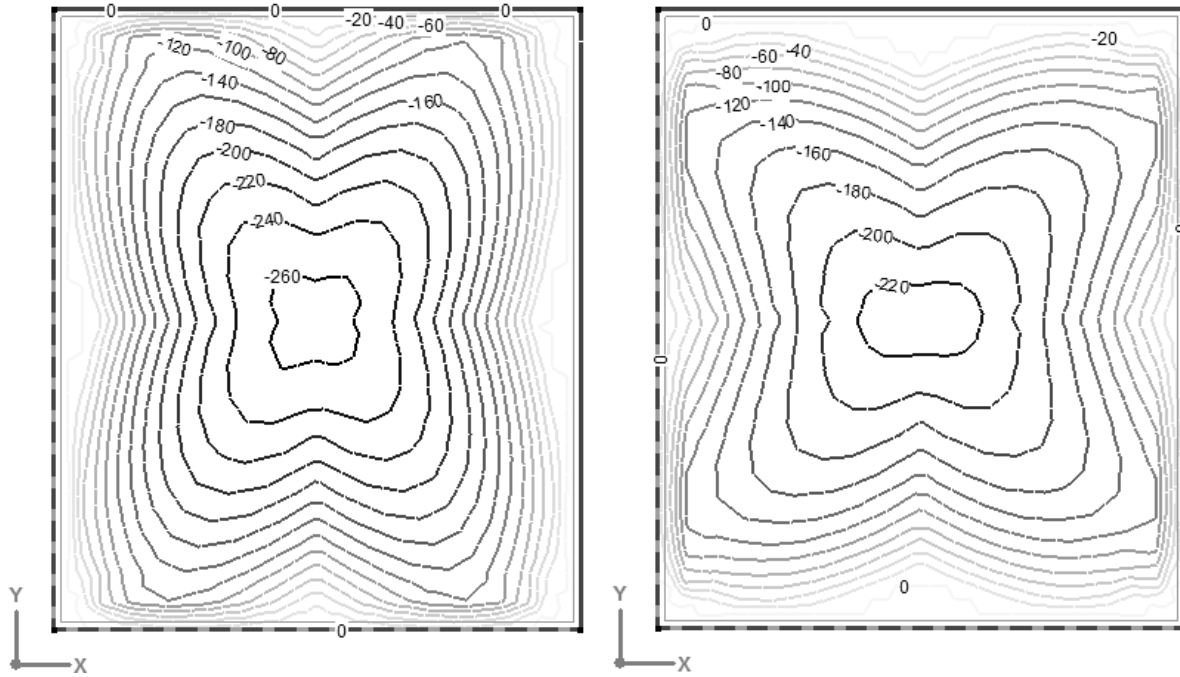
Cas de charge pour le cisaillement

$$q_{d,max} = 214 \text{ kN/m}^2$$



3.4.4 Sécurité structurale en flexion

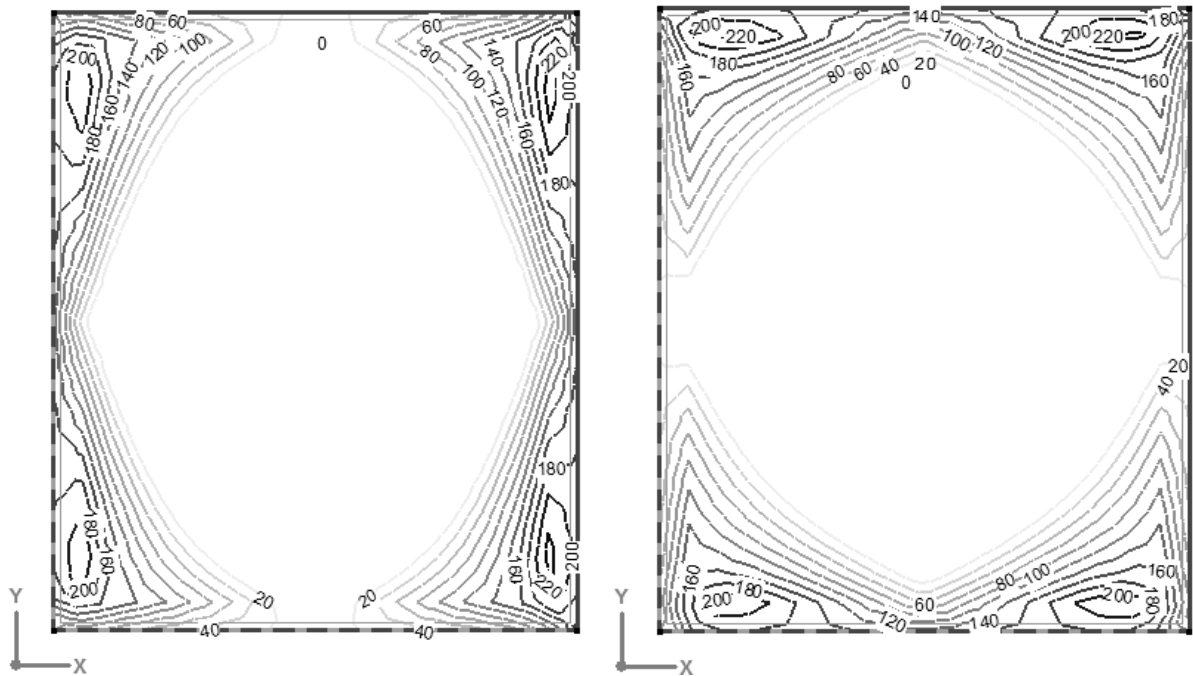
Moments de flexion pour les couches d'armature inférieures



Moments de flexion pour armature inf. en dir. x

Moment de flexion pour armature inf. en dir. y

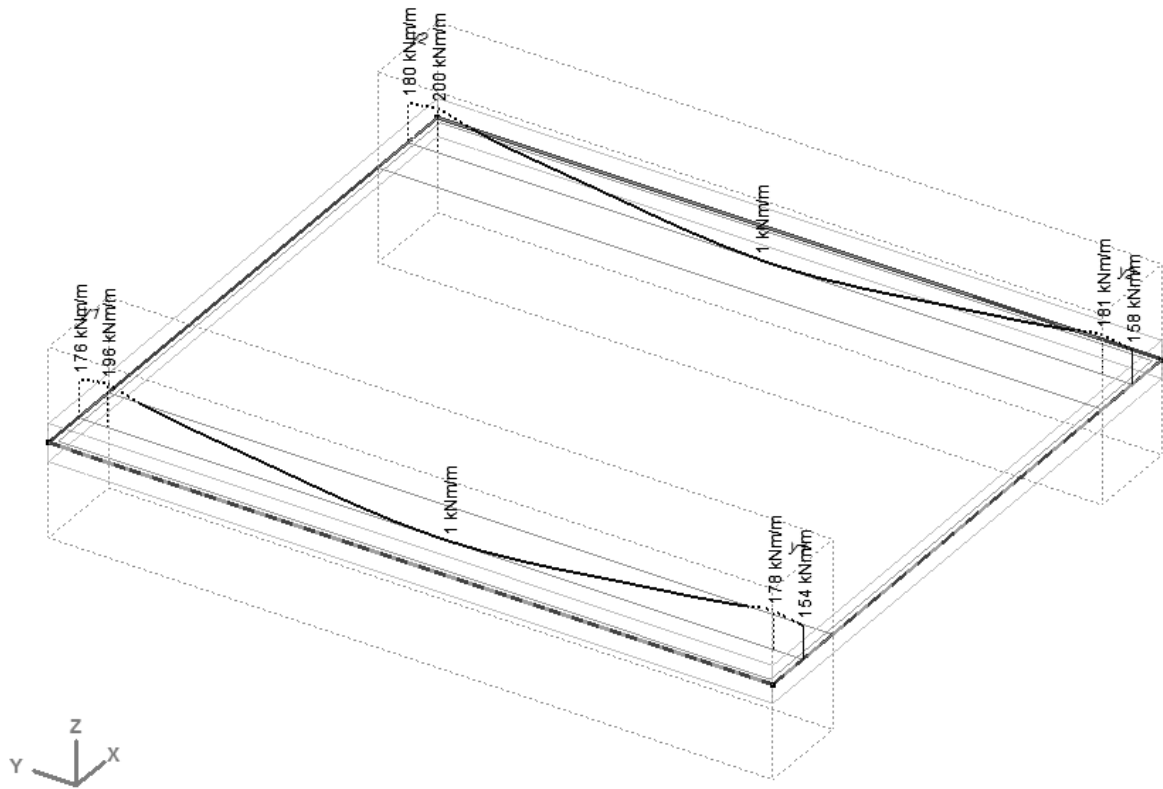
Moments de flexion pour les couches d'armature supérieures



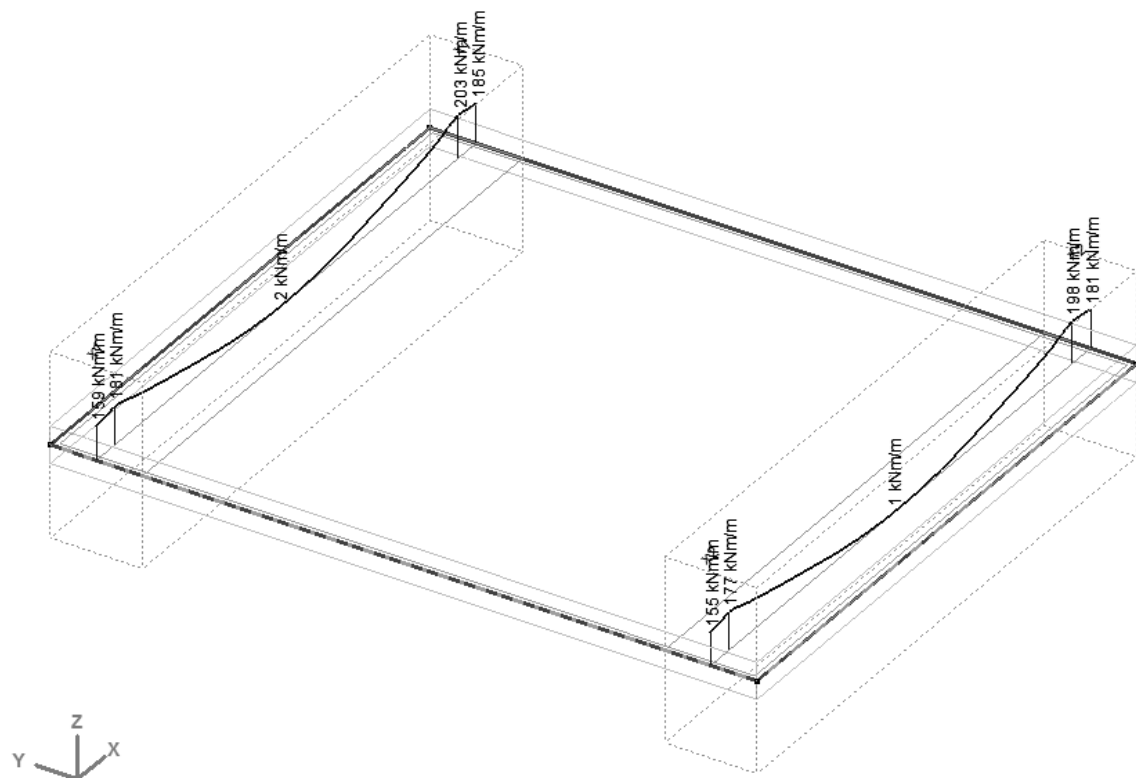
Moments de flexion pour armature sup. en dir. x

Moment de flexion pour armature sup. en dir. y

Pour le dimensionnement de l'armature de flexion supérieure des sections de poutre d'une largeur de $b = 1$ m sont introduites. Les moments de flexion sont intégrés sur toute la largeur de la poutre.



Sections de poutre pour le dimensionnement de l'armature supérieure en direction y



Sections de poutre pour le dimensionnement de l'armature supérieure en direction x

Résistances à la flexion

Armature inférieure en direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 21.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 367.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 357.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.37 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 288 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 288 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 268 \text{ kNm/m}$$

Armature inférieure en direction y

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 21.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 351.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 341.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.38 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 275 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 275 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 235 \text{ kNm/m}$$

Armature supérieure en direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 16.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 368.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 361.0 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.28 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 203 \text{ kNm/m}$$

Armature supérieure en direction y

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	3e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 14 \text{ mm}$

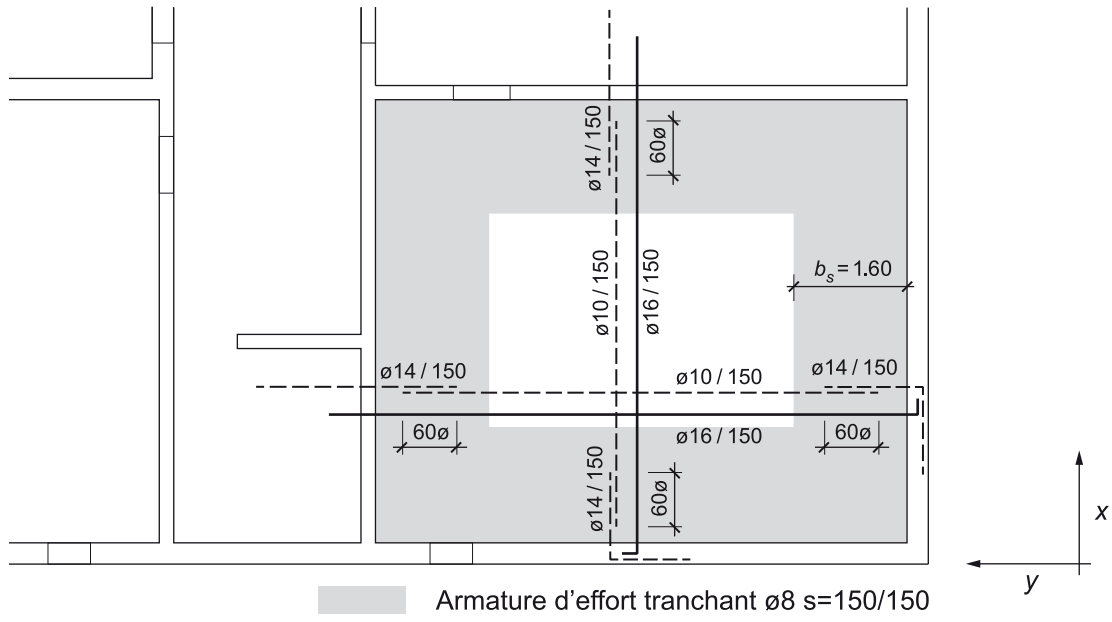
Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 16.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 354.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 347.0 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.29 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 214 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 214 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 200 \text{ kNm/m}$$

3.4.5 Armature

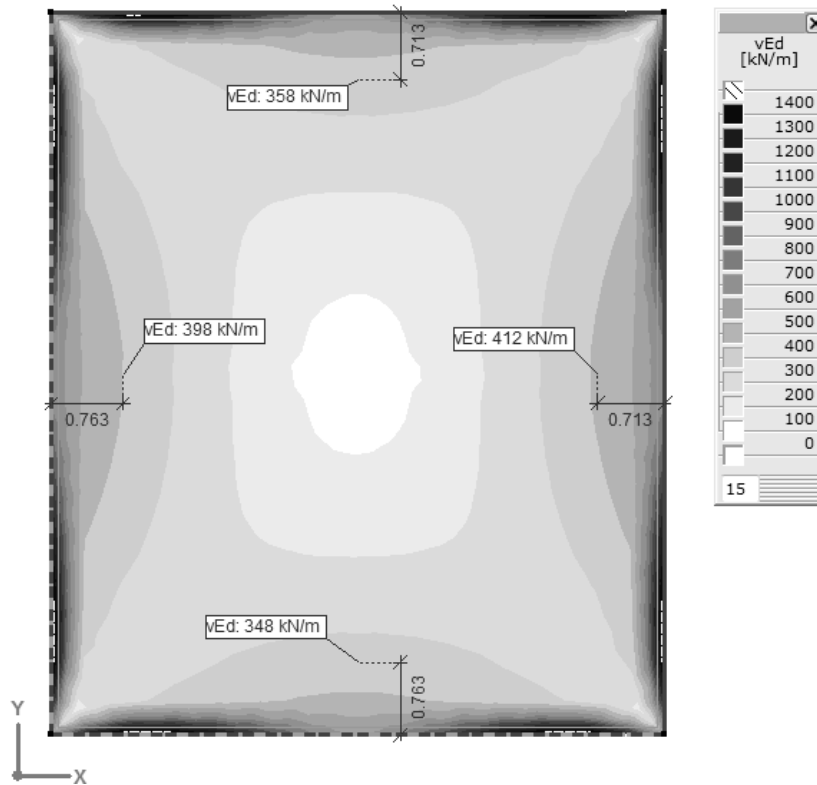


3.4.6 Sécurité structurale sous contrainte

Effort tranchant déterminant

On admet une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

L'effort tranchant déterminant pour le dimensionnement de l'armature d'effort tranchant se situe à une distance de $a = z \cdot \cot(\alpha) = 354 \cdot \cot(30^\circ) = 613$ mm du bord de l'appui (ou 763 mm, voire 713 mm des axes des murs) et vaut au maximum $v_d = 412$ kN/m.



Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$$z = 354 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\alpha = 30^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 8 \text{ mm}$$

Distance perpendiculaire au bord

$$s_{\perp} = 150 \text{ mm}$$

Distance parallèle au bord

$$s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.22 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$v_{Rd,s} = 822 \text{ kN/m}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$v_{Rd,c} = 3'710 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,s} = 822 \text{ kN/m} > v_d = 412 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 3'710 \text{ kN/m} > v_d = 412 \text{ kN/m}$$

Partie avec armature d'effort tranchant

On admet que des déformations plastiques de l'armature de flexion ne peuvent être exclues. La résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant se calcule par conséquent comme suit:

Géométrie

Hauteur statique

$d = 359 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

État de l'armature de flexion

plastique

Allongement de l'armature de flexion

$\varepsilon_v = 0.0044$

Coefficient de granulométrie maximale

$k_g = 1.00$

Coefficient de résistance à l'effort tranchant

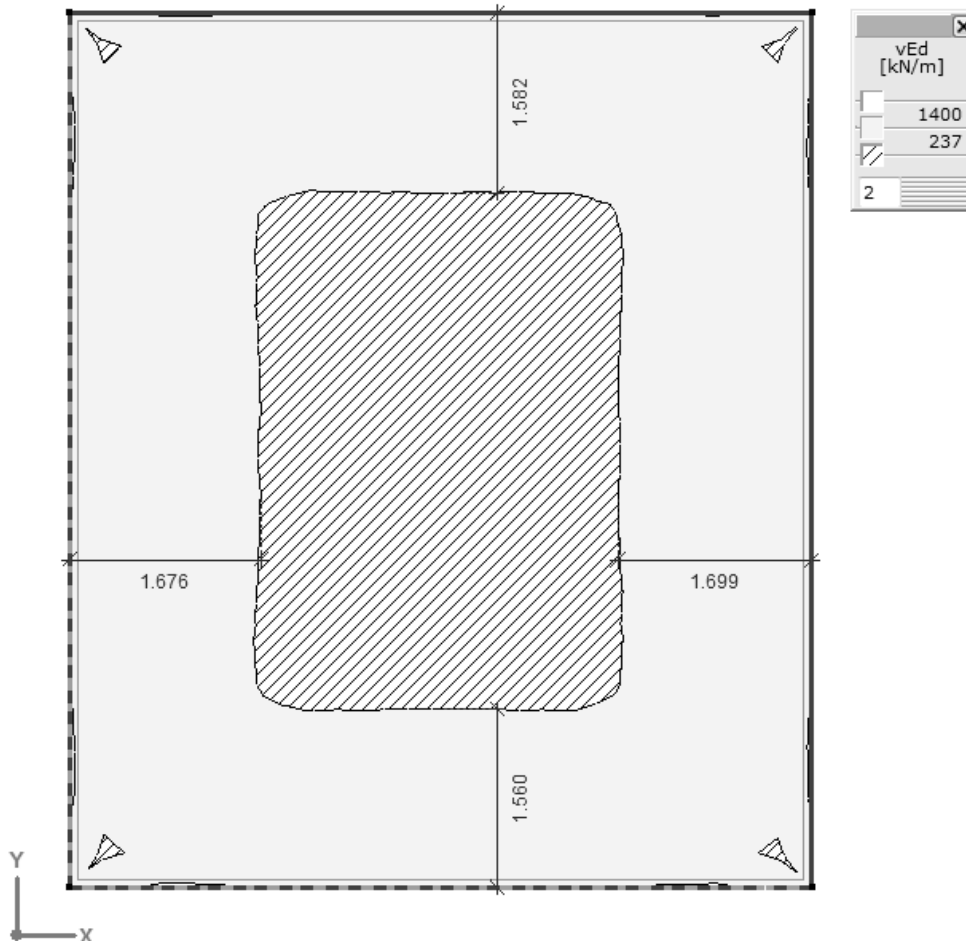
$k_d = 0.39$

Hauteur statique efficace

$d_v = 359 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant

$v_{Rd} = 237 \text{ kN/m}$



Dans la partie hachurée, la sécurité structurale sous contrainte peut être vérifiée sans armature d'effort tranchant ($v_d < v_{Rd} = 237 \text{ kN/m}$). Dans les parties grises le long des bords de la dalle, une armature d'effort tranchant est requise.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = l - \frac{t_w}{2} = 1.70 - \frac{0.2}{2} = 1.60 \text{ m}$$

3.5 Appui de remplacement A

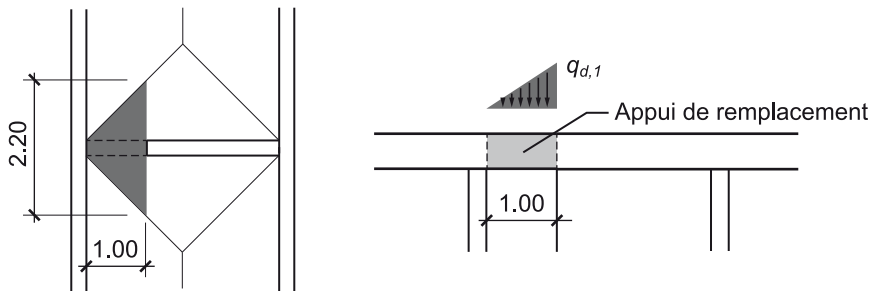
3.5.1 Valeur de calcul des actions

L'appui de remplacement A sert d'appui de substitution pour les champs de dalle 3 et 4. En raison de la faible portée des champs de dalle 3 et 4, il est admis que leur charge ultime en flexion est supérieure à la charge maximale avec $\Phi = 2.0$. L'appui de remplacement est dimensionné avec les réactions d'appui des dalles, calculées avec $\Phi = 2.0$.

$$q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

$$q_{d,max} = 10 + 1.0 + 2.0 \cdot 100 + 0.6 \cdot 5.0 = 214 \text{ kN/m}^2$$

L'appui de remplacement est dimensionné comme une poutre noyée.



$$q_{d,1} = q_{d,max} \cdot b = 214 \cdot 2.2 = 471 \text{ kN/m}$$

Le moment au niveau de la poutre simple vaut:

$$M_d = \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot q_{d,1} \cdot l^2 = \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot 471 \cdot 1^2 = 30.2 \text{ kNm}$$

3.5.2 Sécurité structurale en flexion

Résistance à la flexion

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 400 \text{ mm}$
Largeur de l'élément de construction	$b = 200 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 10 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Nombre	$n = 2$
Couches	$a = 1$
Section de l'acier	$A_s = 226 \text{ mm}^2$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 18.1 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 359.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 351.3 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.32 \%$

$$\text{Résistance à la flexion} \quad M_{Rd} = 48 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 48 \text{ kNm} > M_d = 30.2 \text{ kNm}$$

3.5.3 Sécurité structurale sous contrainte

Effort tranchant déterminant

Effort tranchant à une distance de a du bord de l'appui:

$$a = z \cdot \cot \alpha$$

$$a = 357 \cdot \cot (45^\circ) = 357 \text{ mm}$$

$$V_d = \frac{1}{3} \cdot q_{d,1} \cdot l - \frac{(2 \cdot l - a) \cdot a}{2 \cdot l} \cdot q_{1,d}$$

$$V_d = \frac{1}{3} \cdot 471 \cdot 1 - \frac{(2 \cdot 1 - 0.357) \cdot 0.357}{2 \cdot 1} \cdot 471 = 19 \text{ kN}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$$z = 351 \text{ mm}$$

Largeur de l'élément de construction

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\alpha = 45^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 8 \text{ mm}$$

Écartement

$$s = 150 \text{ mm}$$

Nombre de coupes

$$2$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.34 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$V_{Rd,s} = 141 \text{ kN}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$V_{Rd,c} = 849 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 141 \text{ kN} > V_d = 19 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 849 \text{ kN} > V_d = 19 \text{ kN}$$

3.6 Champs de radier 1 et 2

3.6.1 Valeur de calcul des actions

Valeur de calcul des actions sur le radier

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta (g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{21} \cdot q_{k1})$$

δ coefficient de répartition pour les actions du sol de fondation

g_k actions permanentes sans la part issue du radier, réparties uniformément

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique des actions du sol de fondation due à une onde de choc aérienne

ψ_{21} coefficient de réduction pour la valeur quasi-permanente d'une action variable concomitante

q_{k1} valeur caractéristique d'une action concomitante

$\delta = 0.6$ (ITC 2017, chapitre 6.4)

$\Phi = 1.2$ pour la flexion (ITC 2017, tableau 4)

$q_k = 100 \text{ kN/m}^2$ (ITC 2017, chapitre 6.4)

3.6.2 Charges du bâtiment construit au-dessus issues de l'utilisation en temps de paix



Conversion des charges linéaires issues de l'utilisation en temps de paix en charges (de substitution) uniformément réparties

$$\psi_{21} \cdot q_{k1} = \left(\left(\frac{60}{2} + 30 + 70 \right) \cdot 6.50 + \left(\frac{40}{2} + 20 \right) \cdot 7.65 \right) \cdot \frac{1}{6.50 \cdot 7.65} = 23 \text{ kN/m}^2$$

Charge de la dalle de l'ouvrage de protection issue de l'utilisation en temps de paix

$$g_k + \psi_{21} \cdot q_{k1} = 0.4 \cdot 25 + 1 + 0.6 \cdot 5 = 14 \text{ kN/m}^2$$

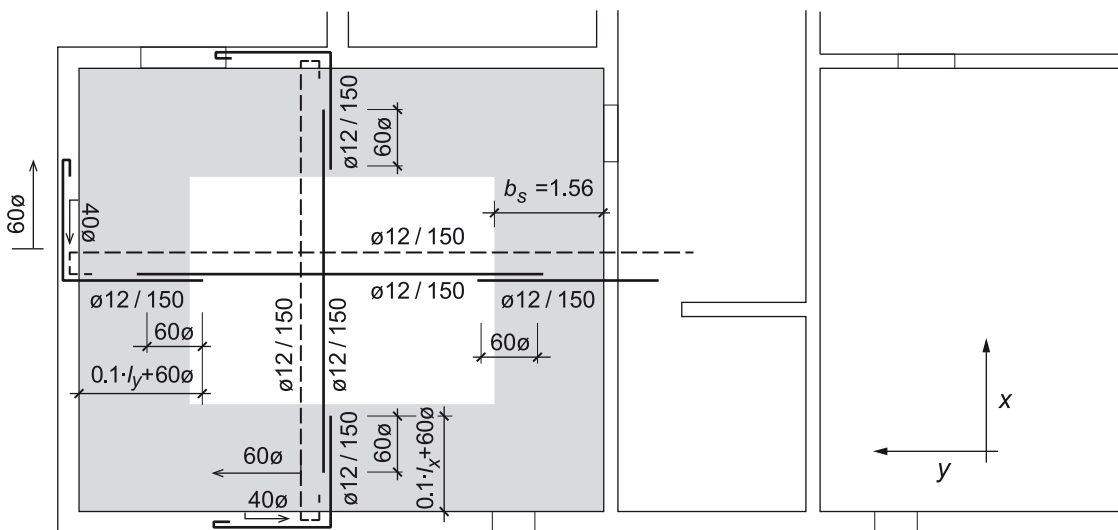
Poids propre des murs de l'ouvrage de protection

$$g_k = 2 \cdot (6.50 \cdot 7.65) \cdot \left(\frac{0.30 + 0.20}{2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2.60 \cdot 25 \cdot \frac{1}{6.50 \cdot 7.65} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action sur le radier

$$q_d = 0.6 \cdot (23 + 14 + 5 + 1.2 \cdot 100) = 97.2 \text{ kN/m}^2$$

3.6.3 Armature



■ Armature d'effort tranchant ø8 s=150/150

3.6.4 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	champ					
y+	direction x	ø12/150	754	249	0.30	110
	direction y	ø12/150	754	237	0.32	105
x1-	mur extérieur en bas	ø12/150	754	234	0.32	104
x2-	mur extérieur en haut	ø12/150	754	234	0.32	104
y1-	mur extérieur gauche	ø12/150	754	222	0.34	98
y2-	mur intermédiaire droit	ø12/150	754	222	0.34	98

3.6.5 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (m_{xRd1}^- + 2 \cdot m_{xRd}^+ + m_{xRd2}^-)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot (m_{yRd1}^- + 2 \cdot m_{yRd}^+ + m_{yRd2}^-)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot (104 + 2 \cdot 110 + 104)}{3 \cdot 6.25^2 - \frac{6.25^3}{7.4}} + \frac{12 \cdot (98 + 2 \cdot 105 + 98)}{3 \cdot 6.25 \cdot 7.4 - 6.25^2} \right] = 109.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 109.9 \text{ kN/m}^2 > q_d = 97.2 \text{ kN/m}^2$$

3.6.6 Sécurité structurale sous contrainte

Pour la vérification de la sécurité structurale sous contrainte, conformément au chap. 6.4, ITC 2017, l'action exercée par le sol de fondation de type I_a sur le radier vaut

$$q_d = 1.6 \cdot q_{Rd} = 1.6 \cdot 109.9 = 175.8 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = \frac{234 + 222}{2} = 228$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_d \cdot \frac{(2 \cdot l_y - l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_y - d_v)} = 175.8 \cdot \frac{(2 \cdot 7.4 - 6.25 - 0.233) \cdot (6.25 - 0.228)}{4 \cdot (7.4 - 0.228)} = 307.1 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant le long du côté court (x):

$$v_{xd} = q_d \cdot \frac{(l_x - d_v) \cdot (l_x - d_v)}{4 \cdot (l_x - d_v)} = 175.8 \cdot \frac{(6.25 - 0.228) \cdot (6.25 - 0.228)}{4 \cdot (6.25 - 0.228)} = 264.7 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 228 = 216$ mm et une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 216$ mm

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\varnothing = 8$ mm

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 150$ mm

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 150$ mm

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.22$ %

Résistance de l'armature d'effort tranchant $v_{Rd,s} = 501$ kN/m

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $v_{Rd,c} = 2'263$ kN/m

$$v_{Rd,s} = 501 \text{ kN/m} > v_{yd} = 307.1 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 2'263 \text{ kN/m} > v_{yd} = 307.1 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est placée le long des bords.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = 6.25 / 4 = 1.56 \text{ m}$$

3.7 Appui de remplacement B dans le radier

3.7.1 Vérification de la sécurité structurale

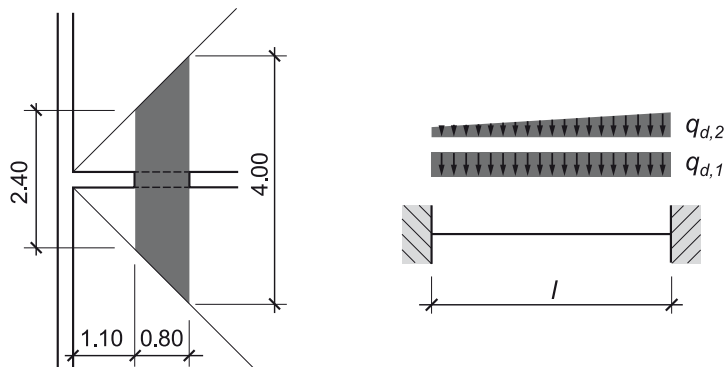
Considéré comme une poutre, c'est-à-dire en condition d'appui de remplacement

$$\text{Flexion} \quad q_d \geq 1.6 \cdot \min(1.1 \cdot q_{Rd}; q_{d,max})$$

$$\text{Cisaillement} \quad q_d = q_{Rd,poutre} \leq 1.6 \cdot q_{d,max}$$

Facteurs:

- 1.6 conformément au chapitre 6.4, ITC 2017, puisque pratiquement toute la charge est transmise à l'appui.
- 1.1 conformément au chapitre 7.7.5, ITC 2017, étant donné qu'il s'agit d'un appui de remplacement



$$1.6 \cdot 1.1 \cdot q_{Rd,dalle} = 1.6 \cdot 1.1 \cdot 109.9 = 193.4 \text{ kN/m}^2$$

$$1.6 \cdot q_{d,max} = 1.6 \cdot (0.6 \cdot (23 + 14 + 5 + 7 + 2.0 \cdot 100)) = 239 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,1} = 2.40 \cdot 193.4 = 464.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,2} = (4.00 - 2.40) \cdot 193.4 = 309.4 \text{ kN/m}$$

3.7.2 Sécurité structurale en flexion

Moment maximum au niveau de la poutre simple:

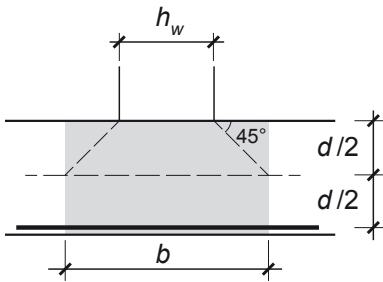
$$M_{0d} \sim \frac{q_{d,1} \cdot l^2}{8} + \frac{q_{d,2} \cdot l^2}{9 \cdot \sqrt{3}}$$

$$M_{0d} = \frac{464.2 \cdot 0.8^2}{8} + \frac{309.4 \cdot 0.8^2}{9 \cdot \sqrt{3}} = 49.8 \text{ kNm}$$

Hypothèse:

$$M_d^- = M_d^+ = \frac{M_{0d}}{2} = 24.9 \text{ kNm}$$

Pour déterminer la largeur de la poutre, une propagation de la charge de 45° est retenue.



$$h_w = 0.20 \text{ m}$$

$$b = h_w + d = 0.43 \text{ m}$$

Résistance à la flexion

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 280 \text{ mm}$
Largeur de l'élément de construction	$b = 430 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Couches	$a = 1$
Section de l'acier	$A_s = 324 \text{ mm}^2$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.1 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 222.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 216.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.34 \%$

Résistance à la flexion

$$M_{Rd} = 42 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 42 \text{ kNm} > M_d^- = M_d^+ = 24.9 \text{ kNm}$$

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \frac{8}{0.80^2} \cdot (42 + 42) = 1'050 \text{ kN/m}$$

3.7.3 Sécurité structurale sous contrainte

Hypothèse: $\alpha = 45^\circ$

Les deux moments d'encastrement sont ici équivalents. Il n'y a donc pas de redistribution de l'effort tranchant.

$$a = z \cdot \cot \alpha = 217 \cdot \cot(45^\circ) = 217 \text{ mm}$$

$$V_d \simeq \left(\frac{l}{2} - a \right) \cdot q_{Rd}$$

$$V_d \simeq \left(\frac{0.8}{2} - 0.217 \right) \cdot 1'050 = 192.2 \text{ kN}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

Géométrie

Bras de levier des forces internes	$z = 217 \text{ mm}$
Largeur de l'élément de construction	$b_w = 430 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression	$\alpha = 45^\circ$
-------------------------------------	---------------------

Armature d'effort tranchant

Diamètre	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Nombre de coupes	2
Inclinaison de l'armature d'effort tranchant	$\beta = 0^\circ$
Taux d'armature d'effort tranchant	$\rho_w = 0.35 \%$

Résistance de l'armature d'effort tranchant	$V_{Rd,s} = 196 \text{ kN}$
--	---

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton	$k_c = 0.55$
---	--------------

Résistance du champ de compression du béton	$V_{Rd,c} = 1'129 \text{ kN}$
--	---

$$V_{Rd,s} = 196 \text{ kN} > V_d = 192.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 1'129 \text{ kN} > V_d = 192.2 \text{ kN}$$

3.8 Murs extérieurs en contact avec le terrain

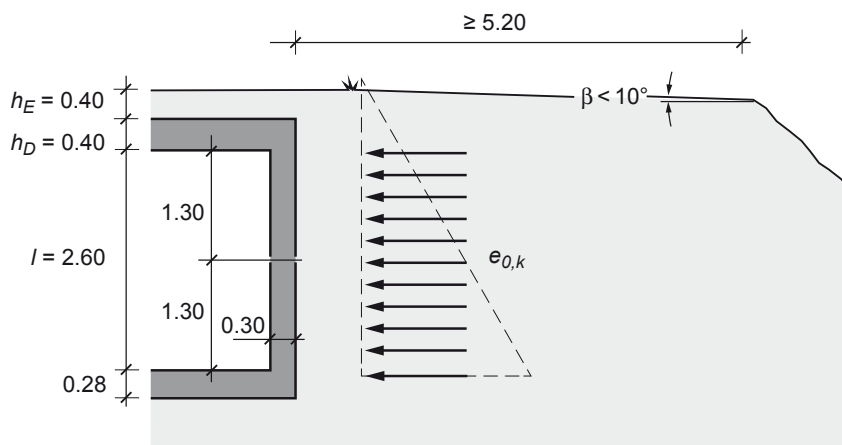
Rapport de portée $L_y/L_x = 7.4/2.6 = 2.8 > 2.4$

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés comme des dalles porteuses dans une direction.

3.8.1 Valeur de calcul des actions

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés conformément au chap. 6.5, ITC 2017.

Hypothèses pour le sol de fondation: Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
 Poids de pièce humide $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coefficient de pression du terrain au repos $K_0 = 0.5$



Pression du terrain au repos au centre du mur

$$e_{0,k} = K_0 \cdot \left(h_D + h_E + \frac{l}{2} \right) \cdot \gamma$$

$$e_{0,k} = 0.5 \cdot \left(0.4 + 0.4 + \frac{2.60}{2} \right) \cdot 20 = 21 \text{ kN/m}^2$$

Conformément à la figure 22, ITC 2017, l'action due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain vaut

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{a}{l}$$

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{0}{2.40} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action

$$q_d = e_{0,k} + \Phi \cdot q_k$$

$$q_d = 21 + 1.2 \cdot 100 = 141 \text{ kN/m}^2$$

3.8.2 Armature

Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 260 \cdot 1'000 = 468 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10/150$$

Armature minimale de la zone de compression

$$a_s = 0.10 \% \cdot 260 \cdot 1'000 = 260 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10/150$$

3.8.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	champ direction x	$\varnothing 10/150$	524	270	0.19	84
x1-	dalle	$\varnothing 10/150$	524	255	0.21	79
x2-	radier	$\varnothing 10/150$	524	255	0.21	79

3.8.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \frac{8}{L_x^2} \cdot \left(m_{xRd}^+ + \frac{m_{xRd1}^- + m_{xRd2}^-}{2} \right)$$

$$q_{Rd} = \frac{8}{2.6^2} \cdot \left(84 + \frac{79 + 79}{2} \right) = 192.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 192.9 \text{ kN/m}^2 > q_d = 141 \text{ kN/m}^2$$

3.8.5 Sécurité structurale sous contrainte

Vérification de la sécurité structurale sous contrainte de cisaillement avec la charge ultime en flexion du mur, étant donné

$$q_{Rd} \leq q_{d,max} \text{ avec } \Phi = 2.0$$

$$q_{d,max} = e_{0,k} + \Phi \cdot q_k = 21 + 2 \cdot 100 = 221 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 192.9 \text{ kN/m}^2 \leq q_{d,max} = 221 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = 255 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v)}{2}$$

$$v_{yd} = 192.9 \cdot \frac{(2.6 - 0.255)}{2} = 226.2 \text{ kN/m}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 255 = 242$ mm. On admet une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes $z = 242$ mm

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression $\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre $\varnothing = 8$ mm

Distance perpendiculaire au bord $s_{\perp} = 150$ mm

Distance parallèle au bord $s_{\parallel} = 150$ mm

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant $\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant $\rho_w = 0.22$ %

Résistance de l'armature d'effort tranchant $v_{Rd,s} = 562$ kN/m

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton $k_c = 0.55$

Résistance du champ de compression du béton $v_{Rd,c} = 2'536$ kN/m

$$v_{Rd,s} = 562 \text{ kN/m} > v_{yd} = 226.2 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 2'536 \text{ kN/m} > v_{yd} = 226.2 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est placée le long des bords longs de la dalle.

Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

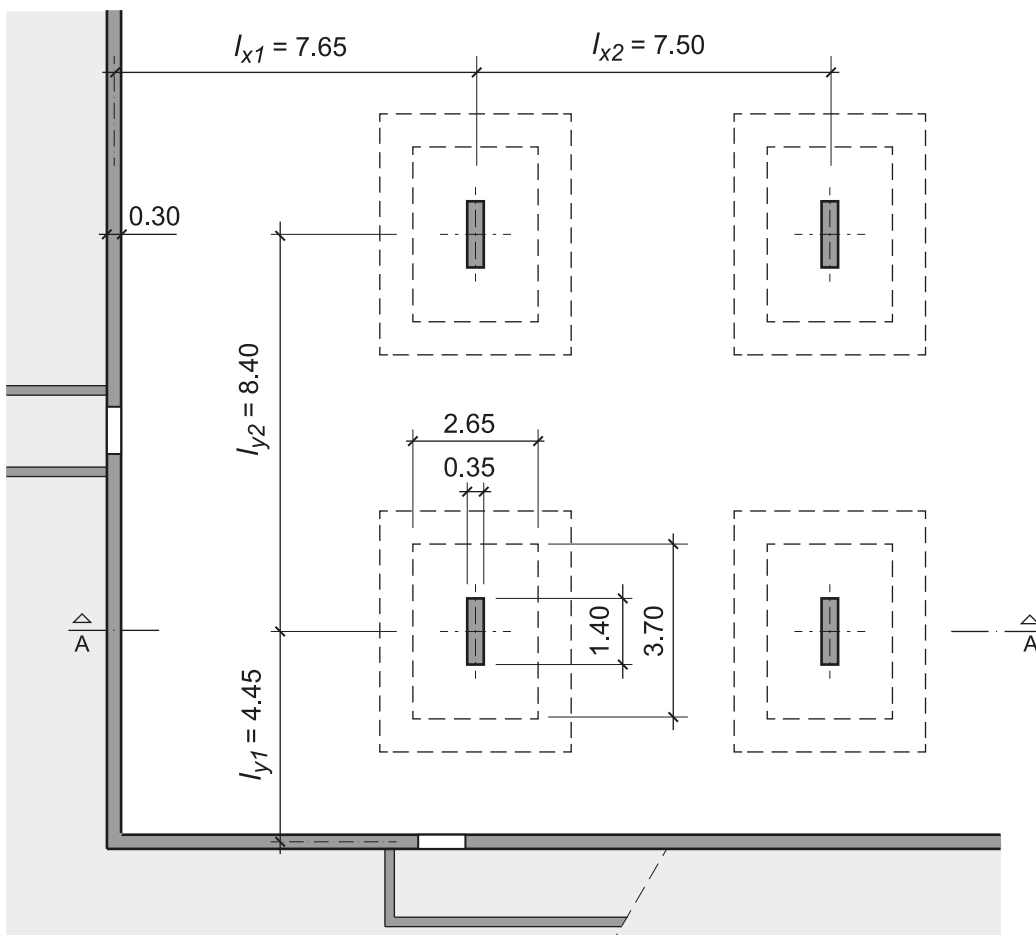
$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = 2.60 / 4 = 0.65 \text{ m}$$

4 Ouvrage de protection dans un garage souterrain

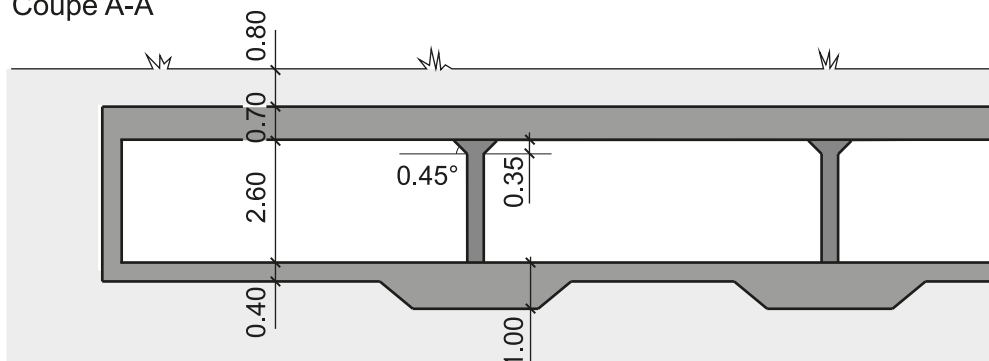
4.1 Bases

4.1.1 Dimensions

Situation



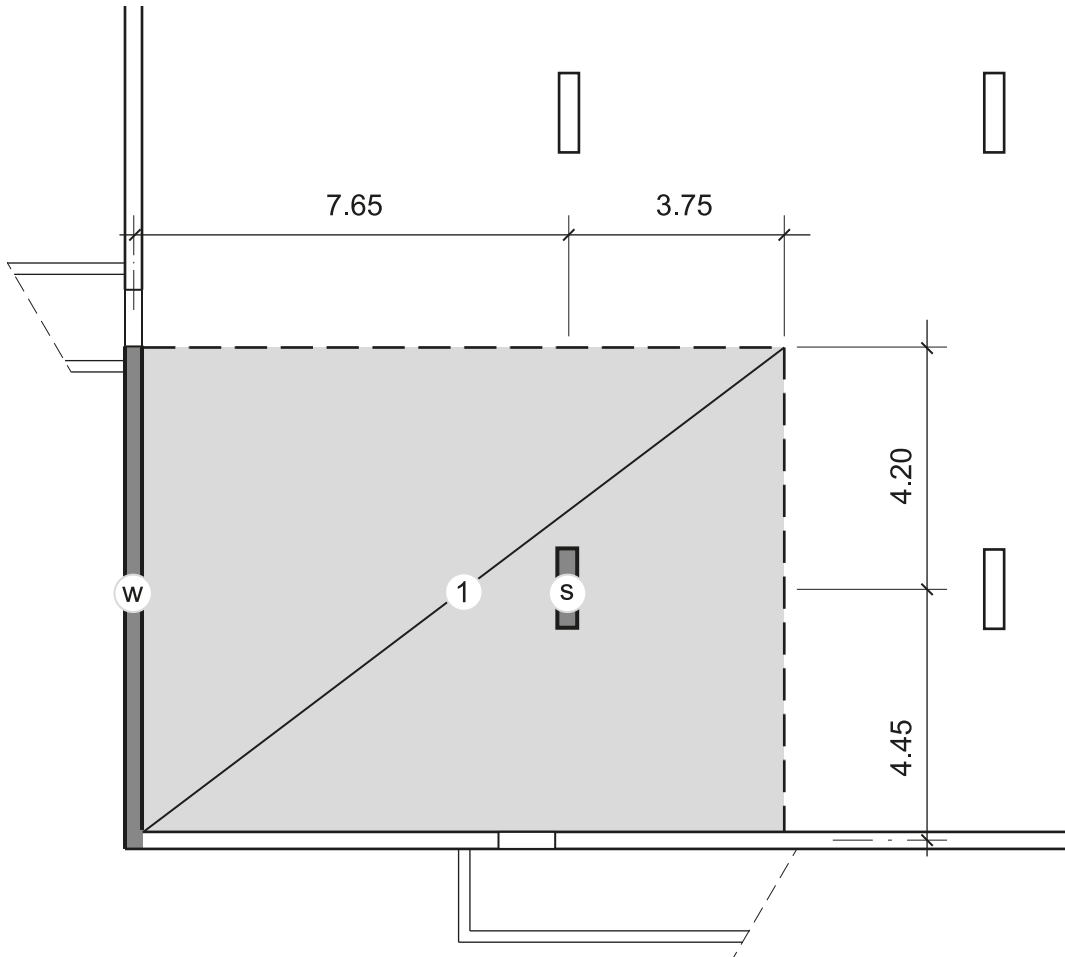
Coupe A-A



4.1.2 Désignation des éléments de la structure porteuse

Analyse structurale et dimensionnement des éléments de construction suivants:

- Champ 1 de la dalle sur appuis ponctuels
- Champ 1 du radier
- Mur extérieur W
- Colonne S en béton
- Colonne S en acier



La vérification de la sécurité structurale de la dalle au poinçonnement est effectuée avec une colonne en béton ainsi qu'avec une colonne en acier.

La vérification de poinçonnement du renfort de fondation ainsi que la vérification de résistance à l'effort tranchant du radier sont exclusivement effectuées avec une colonne en béton.

4.1.3 Matériaux de construction

Acier d'armature B500B

Valeur de calcul de la limite d'écoulement	$f_{sd} = 600 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E_{sd} = 205'000 \text{ N/mm}^2$

Béton C30/37

Valeur de calcul de la résistance à la compression	$f_{cd} = 44 \text{ N/mm}^2$
Valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement	$\tau_{cd} = 1.7 \text{ N/mm}^2$
Valeur de calcul de la contrainte d'adhérence	$f_{bd} = 4.0 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E_{cm} = 35'000 \text{ N/mm}^2$
Grain maximum du granulat	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
Enrobage de l'armature: (valeur minimale / valeur de calcul) contre la terre dans le bâtiment	35 / 40 mm 20 / 25 mm

Acier de construction S355

Valeur de calcul de la limite d'élasticité	$f_{yd} = 1.3 f_y$
--	--------------------

4.1.4 Sol de fondation

Sol de fondation de type I_a

4.2 Dalle sur appuis ponctuels

4.2.1 Valeur de calcul des actions

$$q_d = \sum g_{k,i} + \Phi \cdot q_k \quad \text{avec } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_d valeur de calcul des actions sur la dalle

$g_{k,EG}$ valeur caractéristique du poids propre de la dalle

$g_{k,AL}$ valeur caractéristique du poids propre des éléments non structuraux (800 mm de couverture de terre)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'onde de choc aérienne

$$g_{k,EG} = 0.70 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 17.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,AL} = 0.80 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 16.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 1.2 / 2.0 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 7.7.6})$$

$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.3})$$

Valeur de calcul de l'action pour la sollicitation en flexion

$$q_d = 17.5 + 16.8 + 1.2 \cdot 100 = 154.3 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action pour la sollicitation de cisaillement ou de poinçonnement, ainsi que la sollicitation en flexion dans les bandes d'appui lors du poinçonnement.

$$q_{d,max} = 17.5 + 16.8 + 2.0 \cdot 100 = 234.3 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Hauteurs statiques et armature minimale

Hauteurs statiques

Pour armatures supérieures $d_x = 630 \text{ mm}$ $d_y = 650 \text{ mm}$ $d_m = 640 \text{ mm}$

Pour armatures inférieures $d_x = 645 \text{ mm}$ $d_y = 665 \text{ mm}$ $d_m = 655 \text{ mm}$

Armature minimale

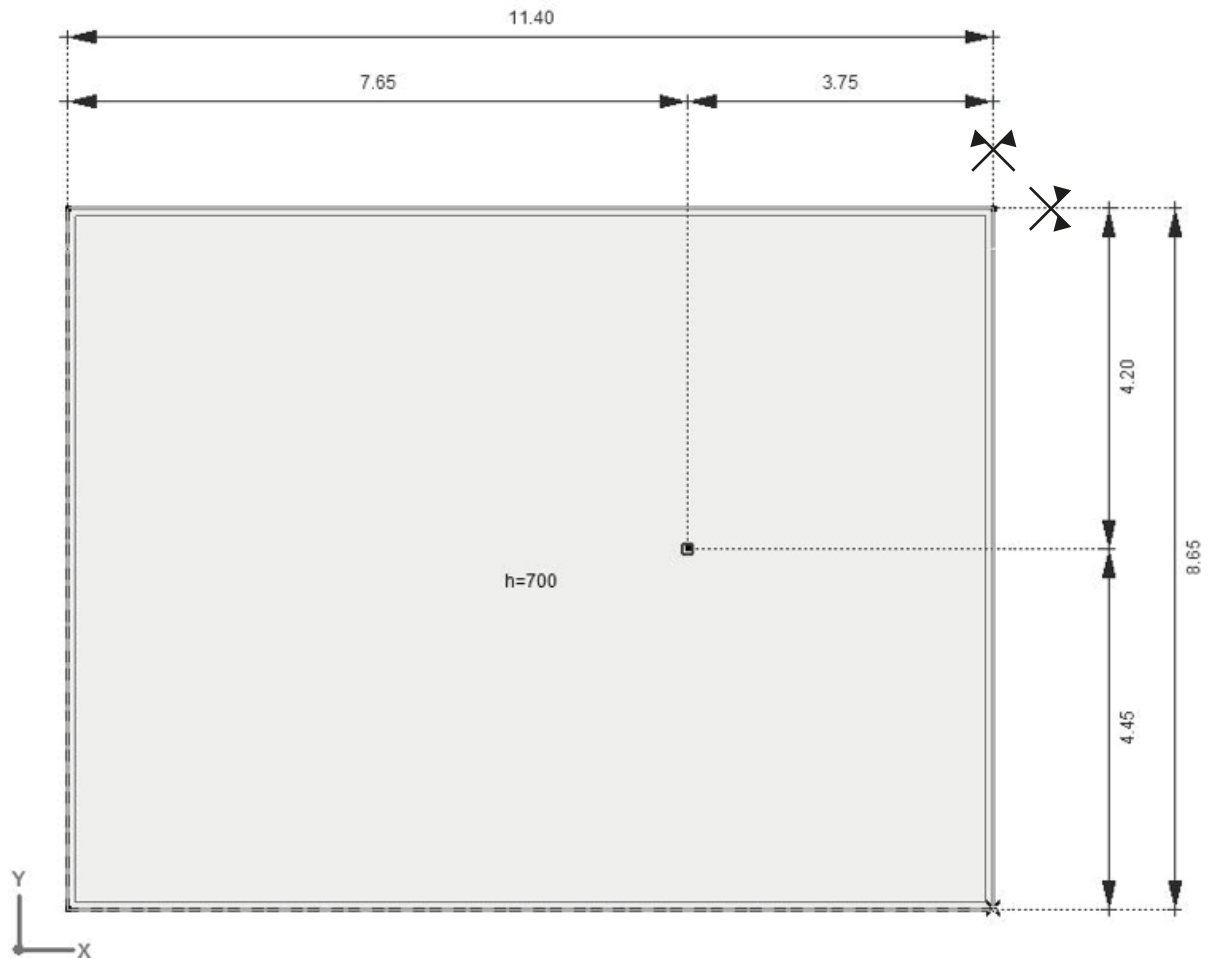
- Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 655 \cdot 1'000 = 1'179 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \text{ø}16/150 \text{ (1'340 mm}^2/\text{m)}$$

- Armature minimale de la zone de compression

$$a_s = 0.10 \% \cdot 655 \cdot 1'000 = 655 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \text{ø}12/150 \text{ (753 mm}^2/\text{m)}$$

4.2.3 Modèle statique



Le long des murs extérieurs jouxtant la terre, la dalle fait l'objet d'un encastrement élastique. Cet encastrement correspond au maximum à la résistance à la flexion de l'armature de liaison du mur. Dans le cas d'une colonne intérieure, la dalle repose sur des appuis ponctuels.

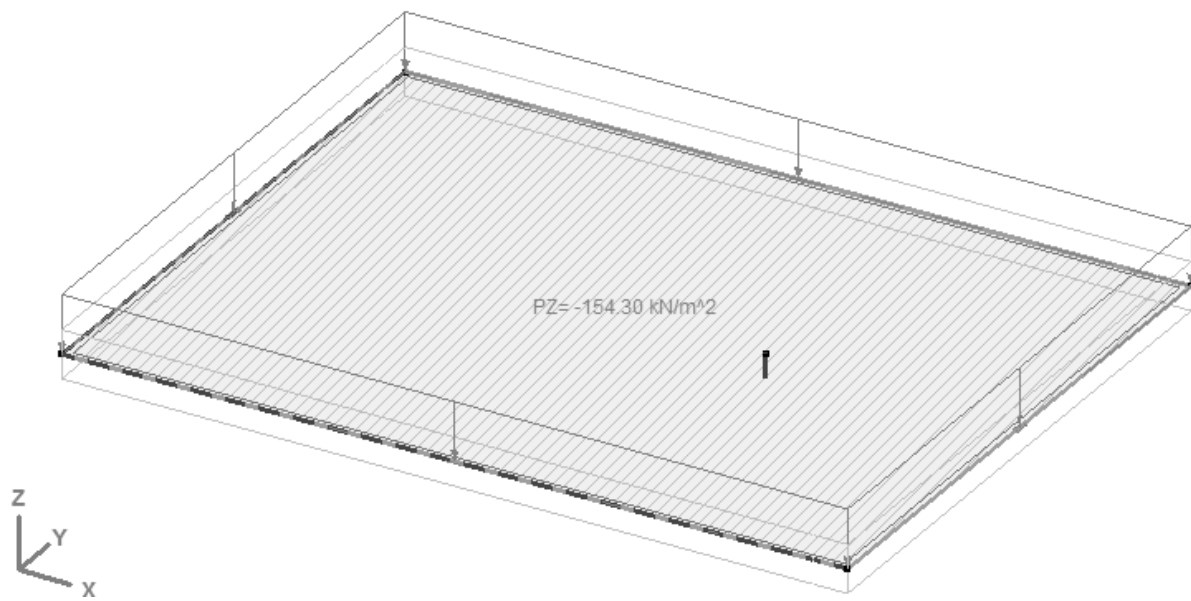
Résistance à la flexion du mur avec $\varnothing 10/150$: $m_{Rd} = 79 \text{ kNm/m}$

Les effets sont calculés à l'aide d'un programme EF.

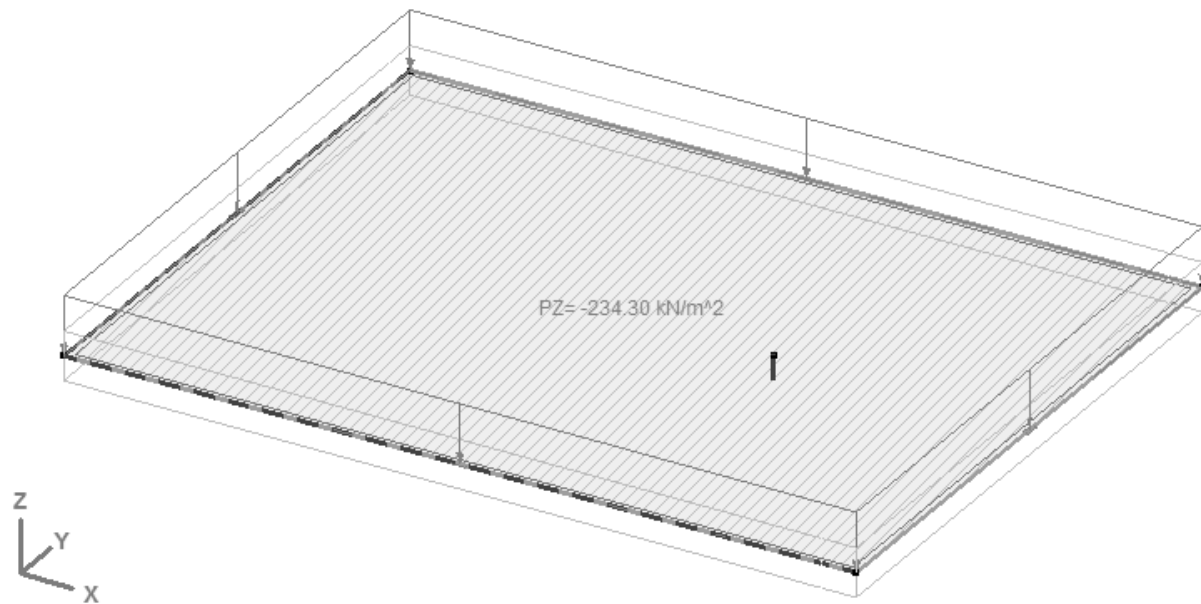
Convention de signes: les moments de flexion négatifs génèrent des contraintes de traction à la face inférieure de la dalle.

4.2.4 Cas de charge

Cas de charge pour la flexion

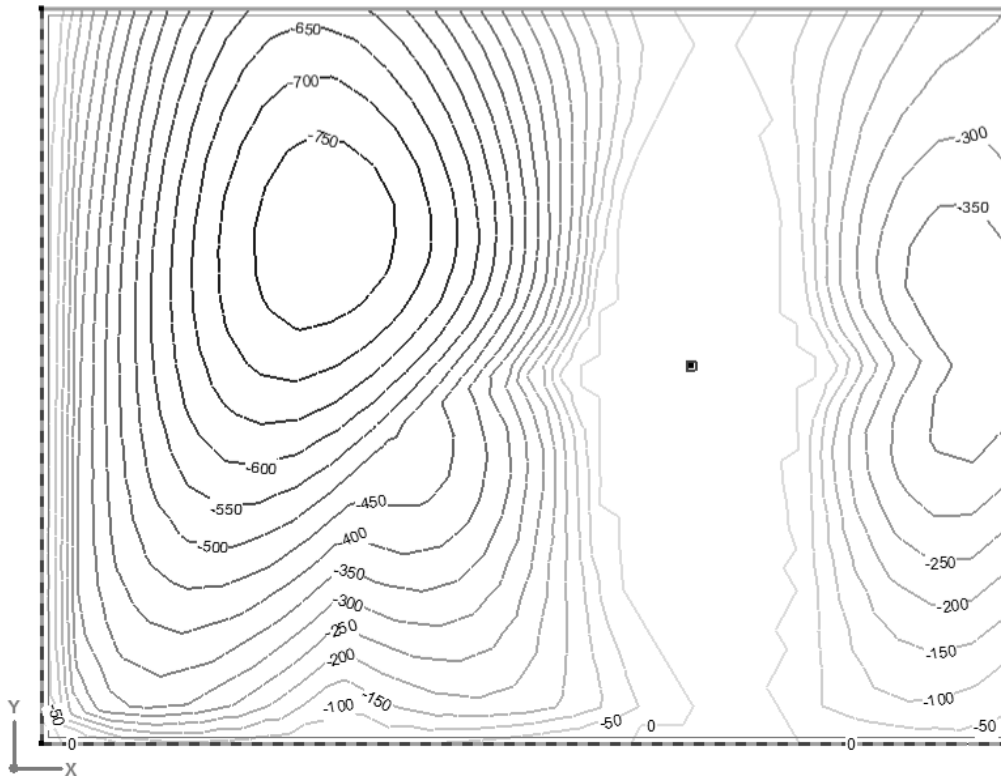


Cas de charge pour le cisaillement ou le poinçonnement

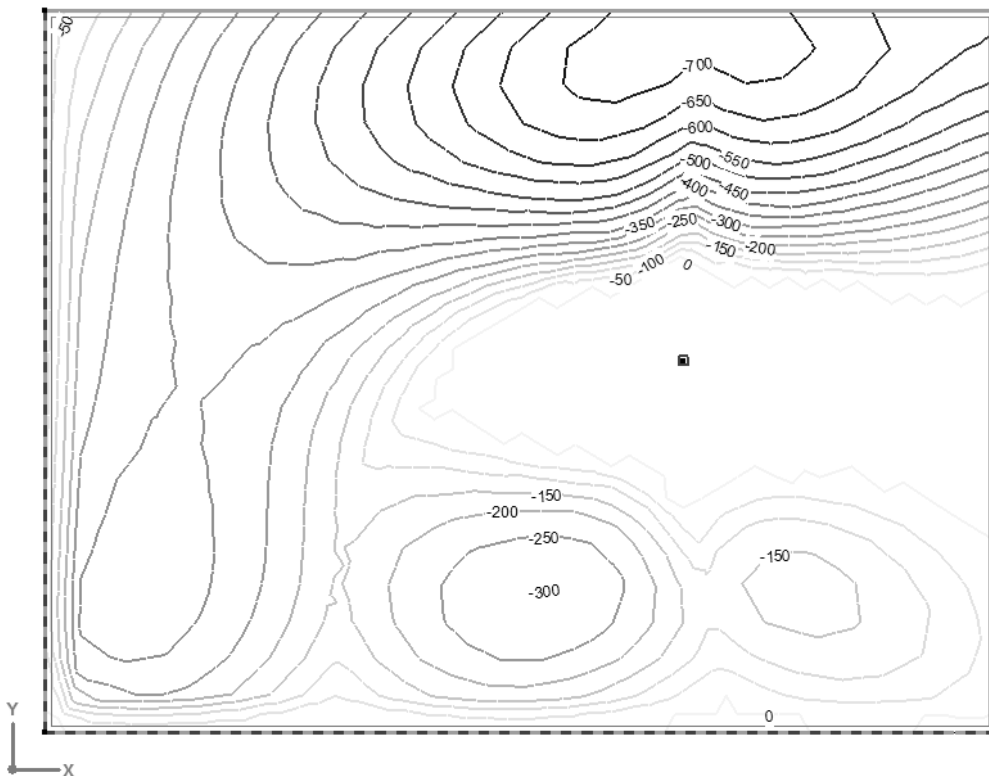


4.2.5 Sécurité structurale en flexion

Moments de flexion pour les couches d'armature inférieures

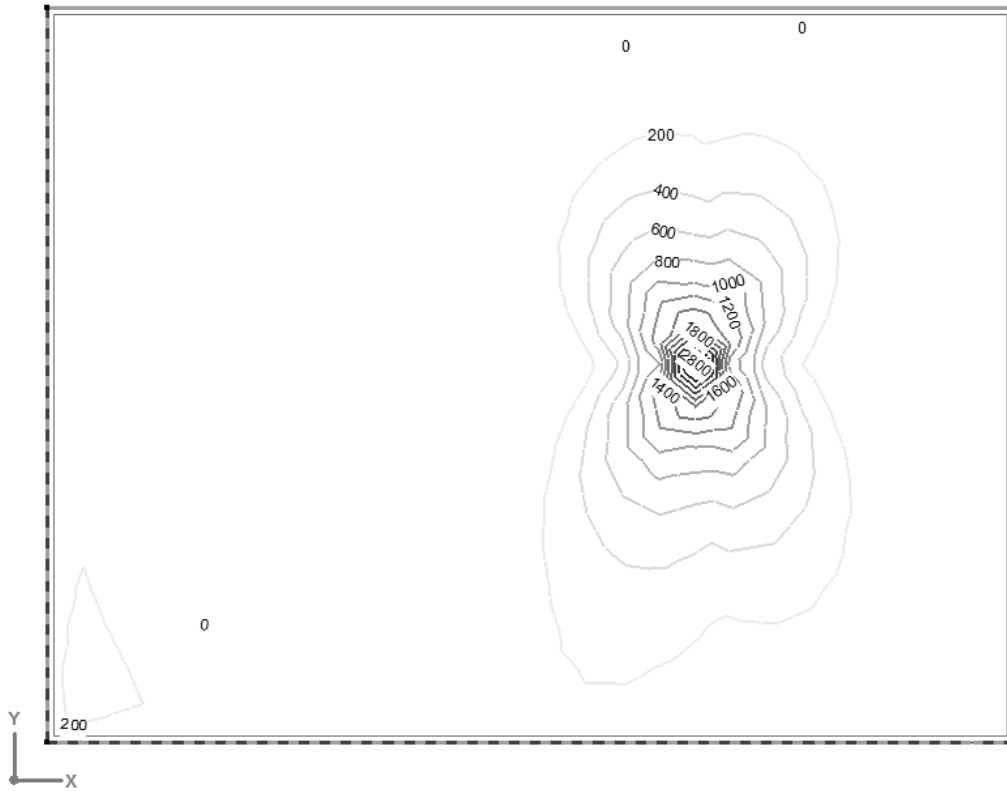


Moments de flexion pour armature inférieure en direction x

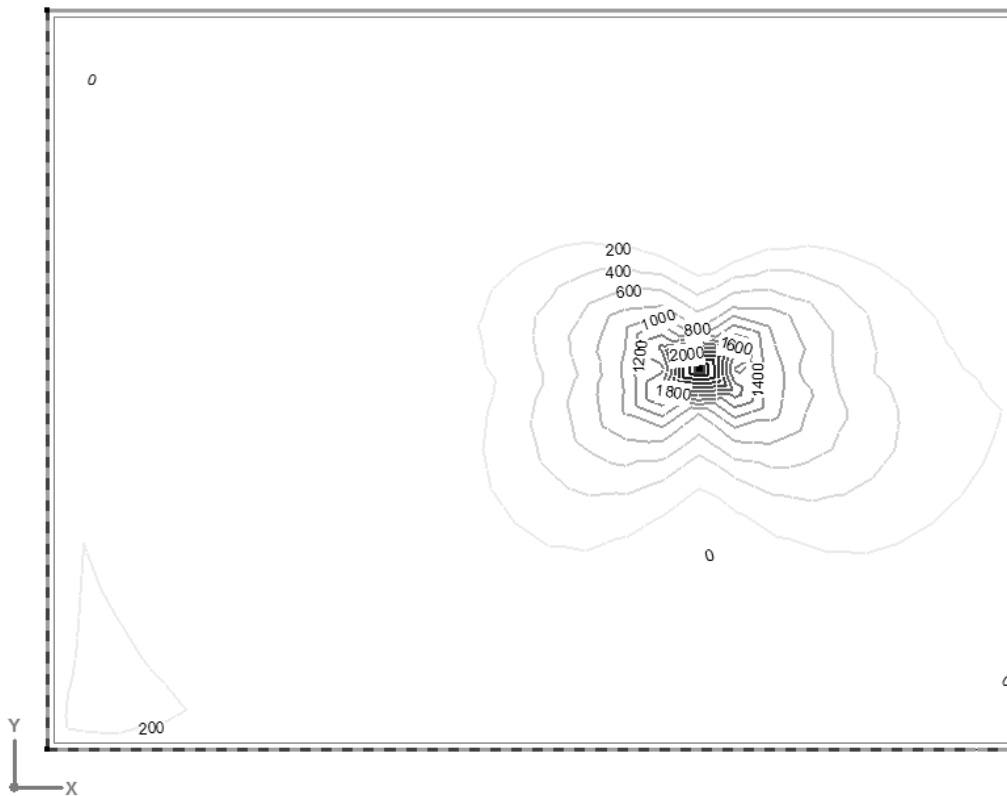


Moments de flexion pour armature inférieure en direction y

Moments de flexion pour les couches d'armature supérieures



Moments de flexion pour armature supérieure en direction x



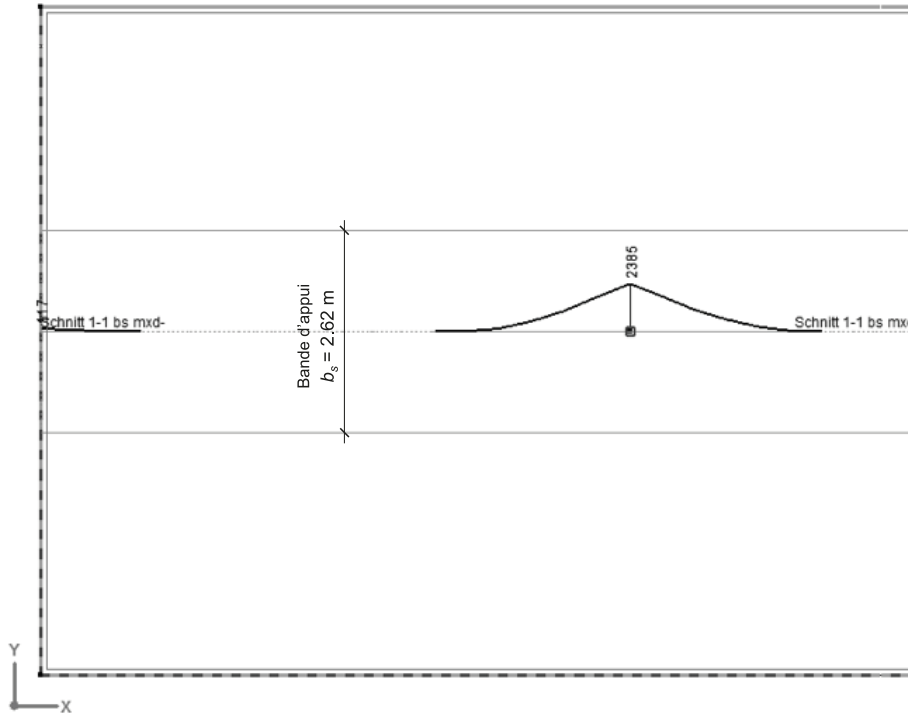
Moments de flexion pour armature supérieure en direction y

La largeur représentative b_s de la bande d'appui est calculée conformément à la norme SIA 262:2013, chapitre 4.3.6. La distance r_{sx} r_{sy} entre l'axe de colonne et le point de moment nul en direction x ou y est déterminée à l'aide du degré d'approximation 2.

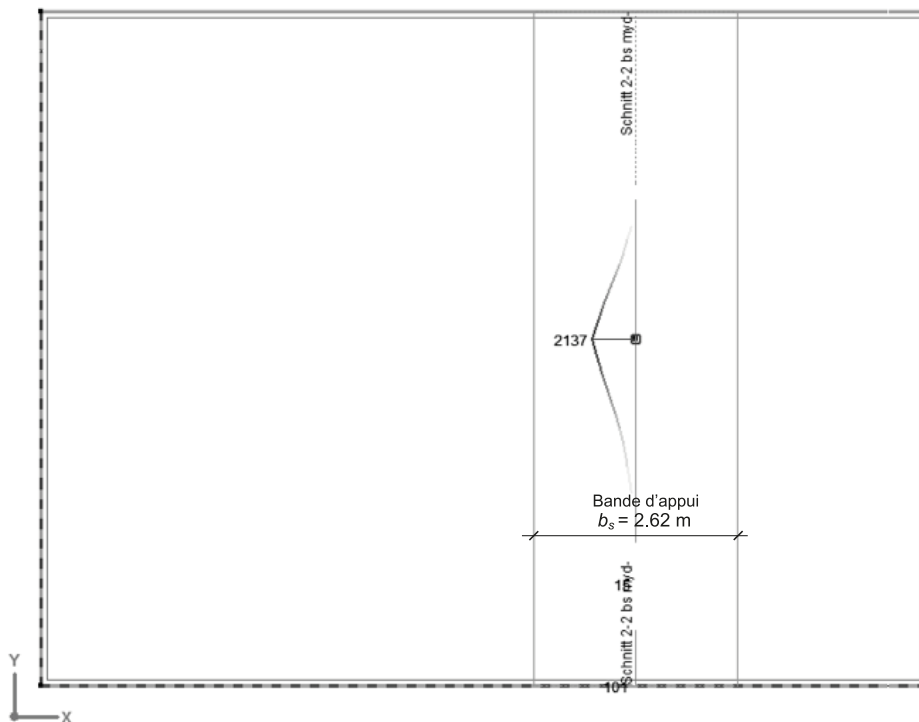
$$r_{sx} = 0.22 \cdot l_x = 0.22 \cdot 7.50 \text{ m} = 1.65 \text{ m}$$

$$r_{sy} = 0.22 \cdot l_y = 0.22 \cdot 8.40 \text{ m} = 1.85 \text{ m}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{1.65 \cdot 1.85} = 2.62 \text{ m} < l_{min} = 7.50 \text{ m}$$



Moments de flexion pour armature supérieure en direction x dans la bande d'appui avec $\Phi = 2.0$



Moments de flexion pour armature supérieure en direction y dans la bande d'appui avec $\Phi = 2.0$

Vérification de flexion pour l'armature inférieure en direction x

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 21.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 651.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 641.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.21 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 516 \text{ kNm/m}$

Avec le taux d'armature minimum, la résistance à la flexion vaut $m_{Rd} = 516 \text{ kNm/m}$. Un taux d'armature supérieur est requis dans les champs plus fortement sollicités.

Géométrie

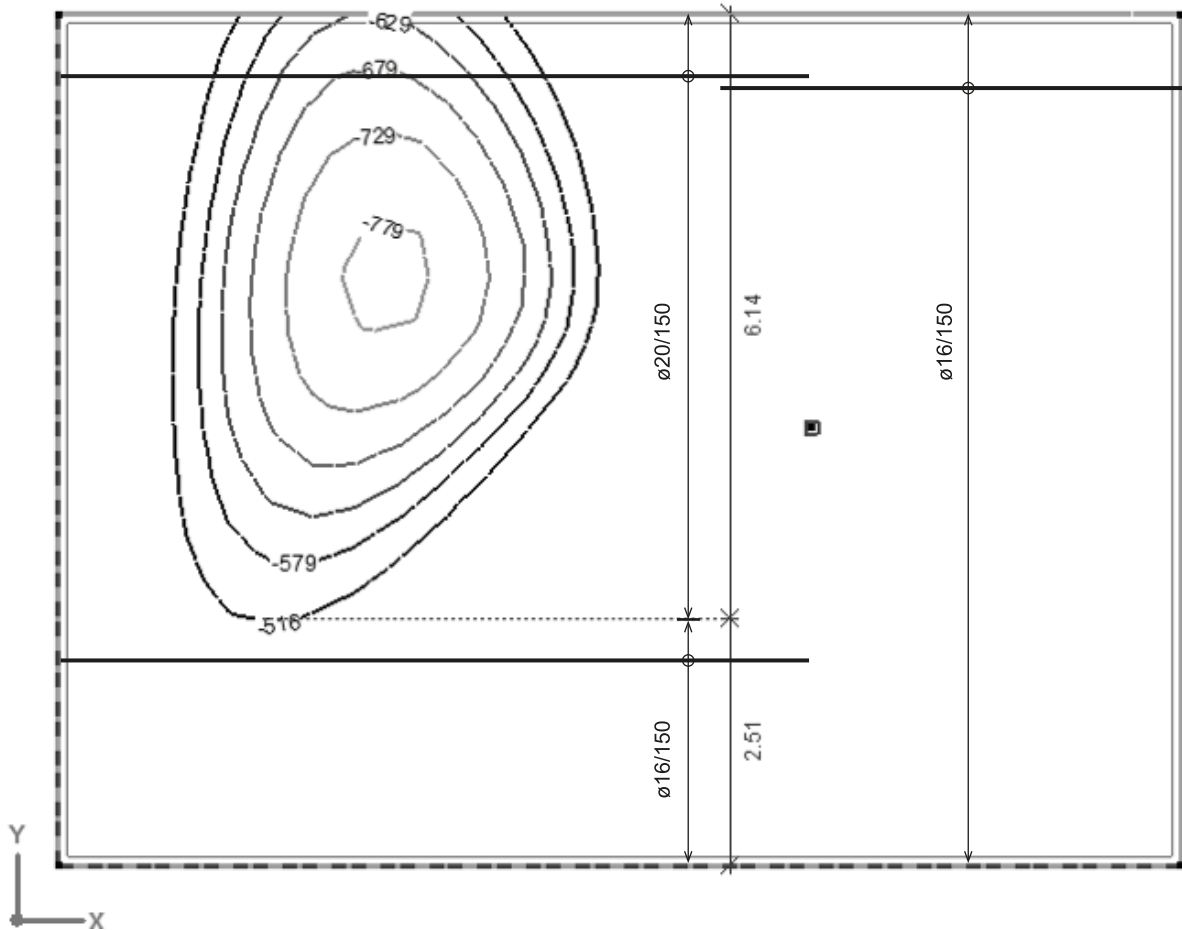
Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 1re couche	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 2'094 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 33.6 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 649.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 634.7 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.32 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 798 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 798 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 791 \text{ kNm/m}$$

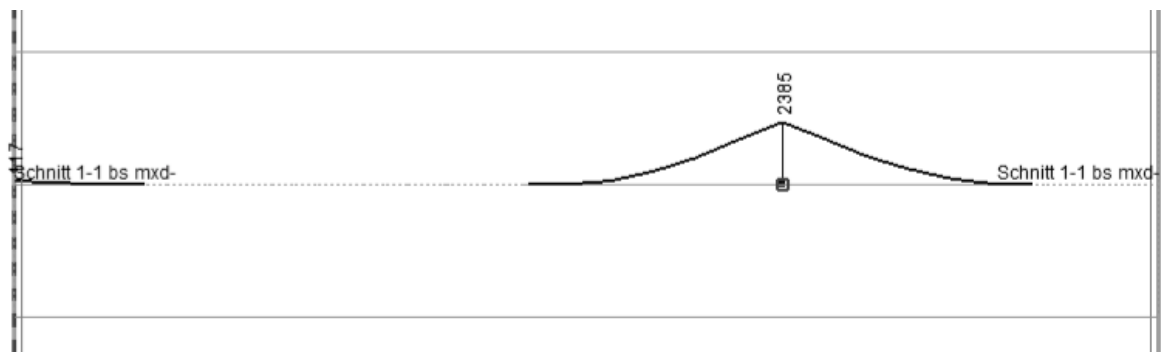


(seul $m_{xd} < m_{Rd} = -516$ kNm/m est représenté)

Vérification de flexion pour l'armature supérieure en direction x

Bande d'appui

Section 1-1 / $b_s = 2.62$ m



Géométrie

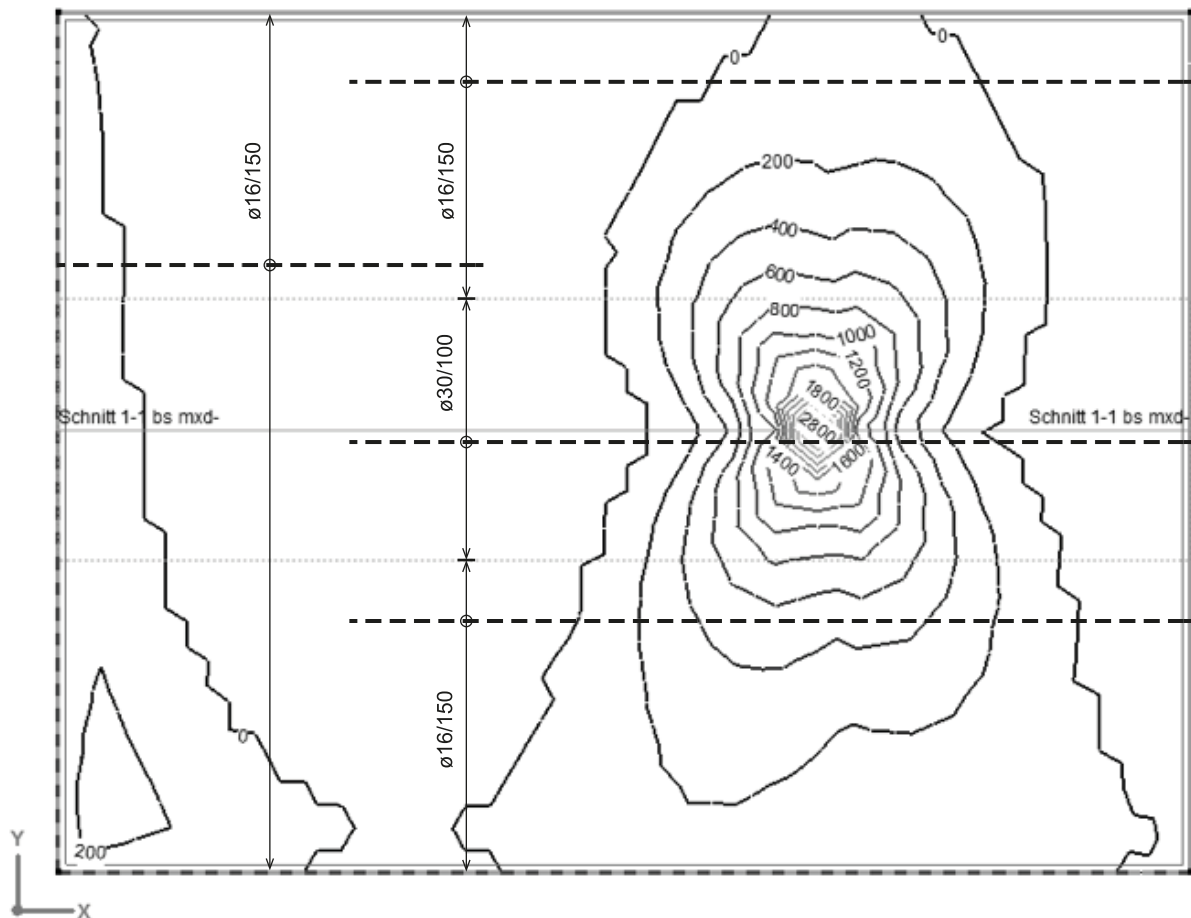
Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	3e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 30 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Écartement	$s = 100 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 113.4 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 615.0 \text{ mm}$
Hauteur de la zone de contrainte de référence	$x/d = 0.18$
Bras de levier des forces internes	$z = 566.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 1.15 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 2'404 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 2'404 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 2'385 \text{ kNm/m}$$



Vérification de flexion pour l'armature inférieure en direction y

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 21.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 667.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 657.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.20 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 529 \text{ kNm/m}$

Avec le taux d'armature minimum, la résistance à la flexion vaut $m_{Rd} = 529 \text{ kNm/m}$. Un taux d'armature supérieur est requis dans les champs plus fortement sollicités.

Géométrie

Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

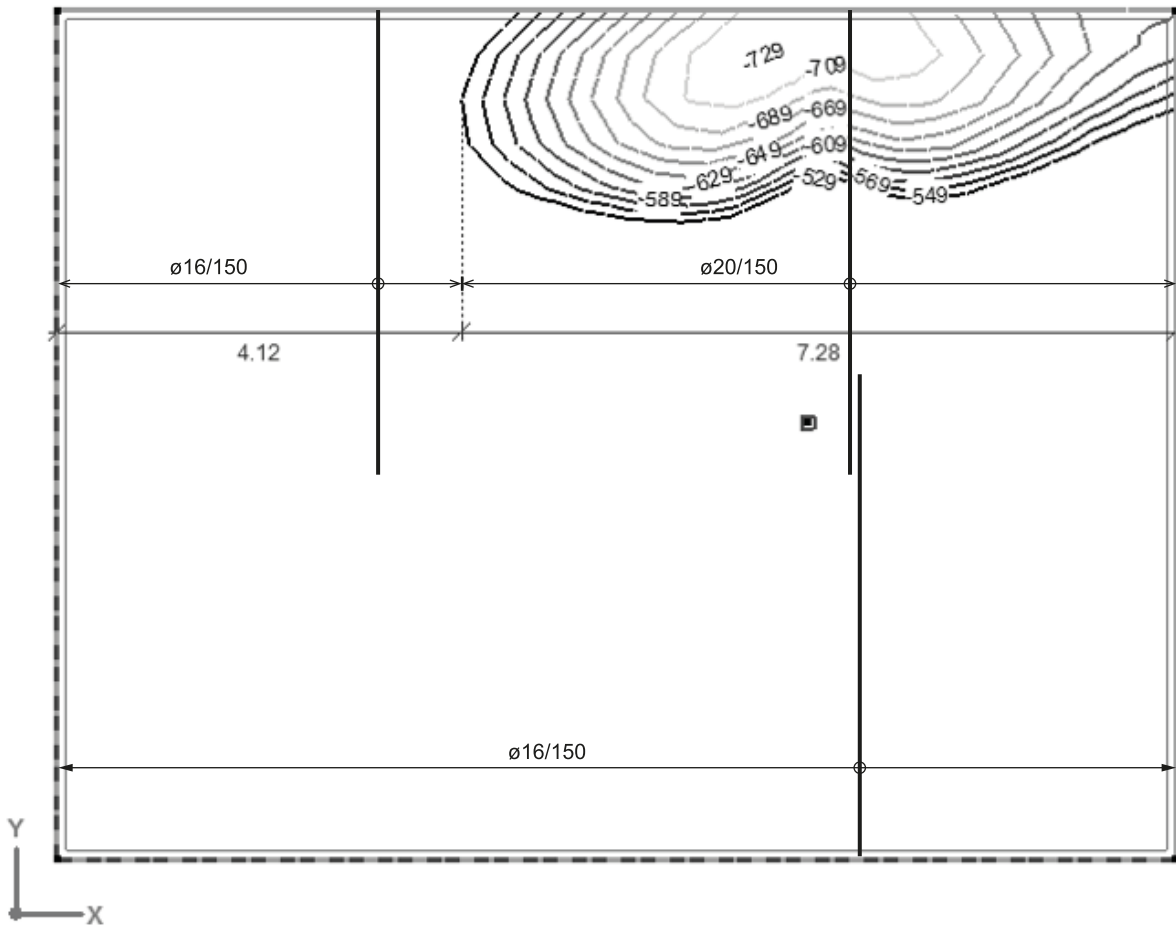
Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 2'094 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 33.6 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 665.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 650.7 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.31 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 818 \text{ kNm/m}$

$m_{Rd} = 818 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 729 \text{ kNm/m}$

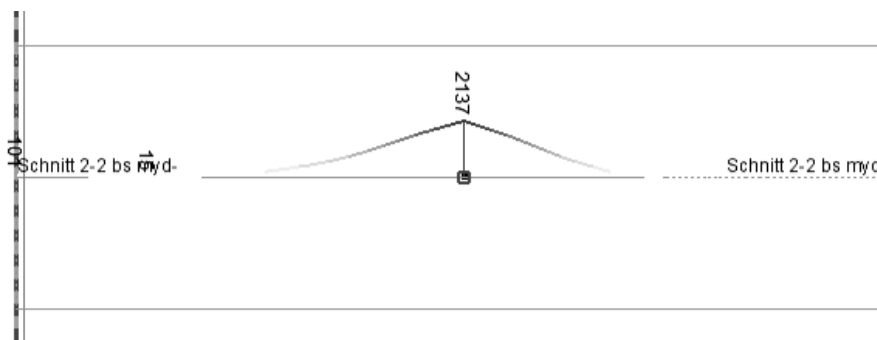


(seul $m_{yd} < m_{Rd} = -529$ kNm/m est représenté)

Vérification de flexion pour l'armature supérieure en direction y

Bande d'appui

Section 2-2 / $b_s = 2.62$ m



Géométrie

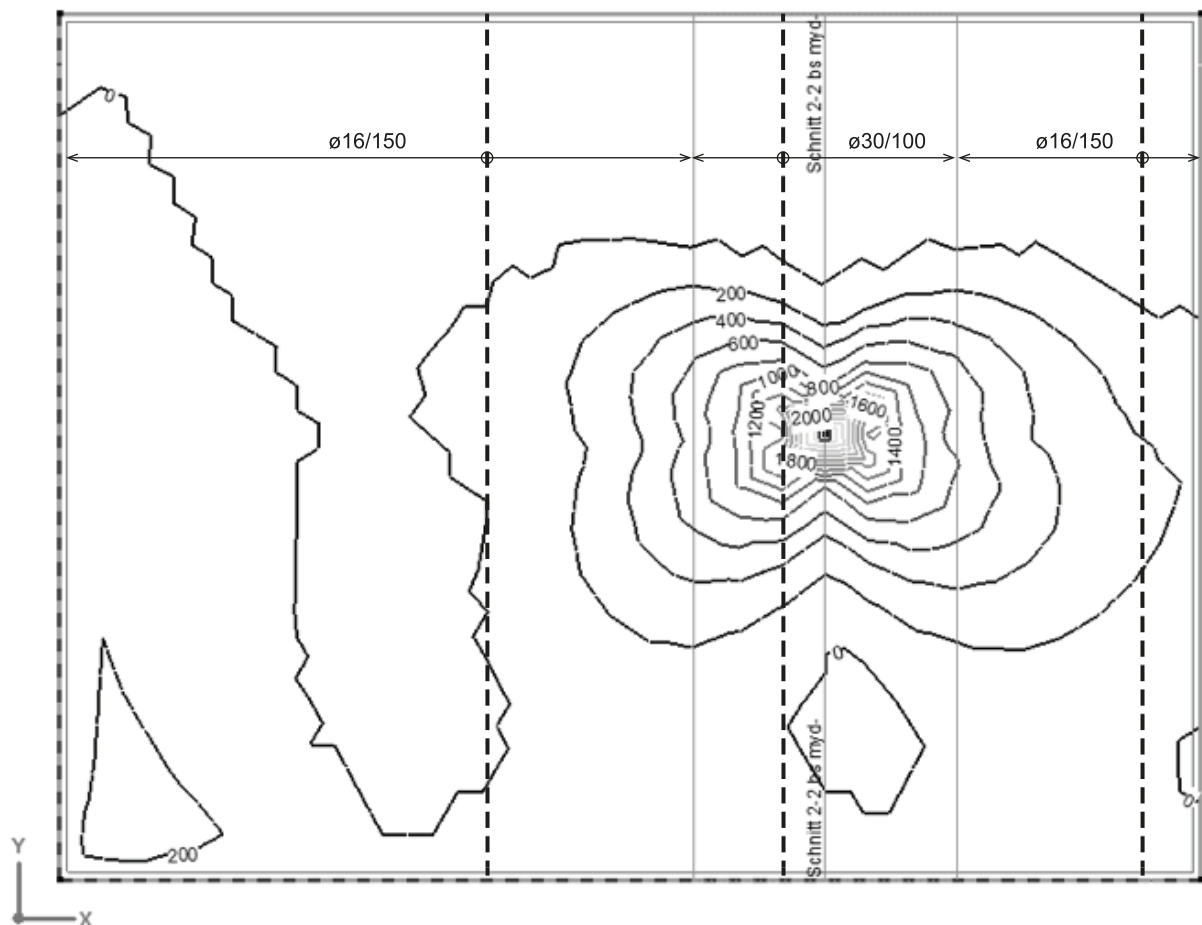
Hauteur de l'élément de construction	$h = 700 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Écartement	$s = 100 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 113.4 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 645.0 \text{ mm}$
Hauteur de la zone de contrainte de référence	$x/d = 0.18$
Bras de levier des forces internes	$z = 596.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 1.10 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m}$

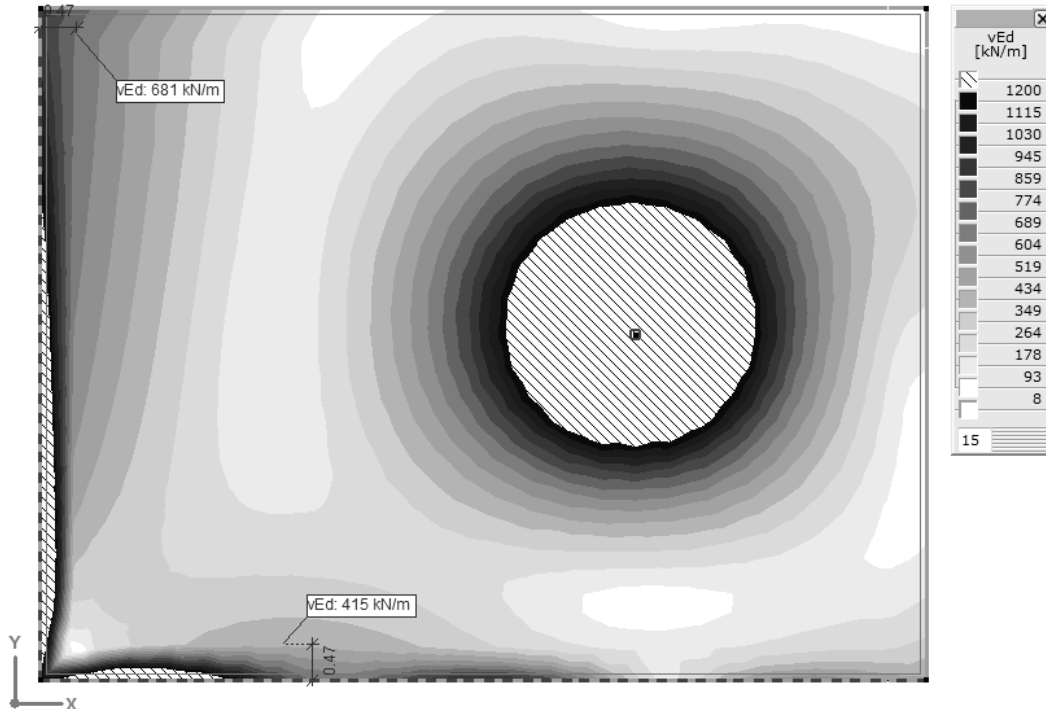
$$m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 2'137 \text{ kNm/m}$$



4.2.6 Sécurité structurale sous contrainte

Effort tranchant déterminant

L'effort tranchant déterminant se situe à une distance de $a = d_v/2 = 644/2 = 322$ mm du bord de l'appui (ou 472 mm des axes des murs) et vaut au maximum $v_d = 681$ kN/m



Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

Le travail de l'armature de flexion est calculé avec $q_{d,max}$ ($\Phi = 2.0$). Pour les murs extérieurs, les moments de flexion de la dalle m_d ($\Phi = 2.0$) correspondent aux résistances à la flexion des murs extérieurs. La résistance à l'effort tranchant de la dalle sans armature d'effort tranchant le long des murs extérieurs se calcule comme suit:

Moment de flexion de la dalle	$m_d (\Phi = 2.0) = 79$ kNm/m = $m_{Rd,mur}$
Résistance à la flexion de la dalle	$m_{Rd,dalle} = 504$ resp. 517 kNm/m
Travail de l'armature de flexion	$m_d (\Phi = 2.0) / m_{Rd,dalle} = 79/504 = 0.16$

Géométrie

Hauteur statique $d = 644$ mm

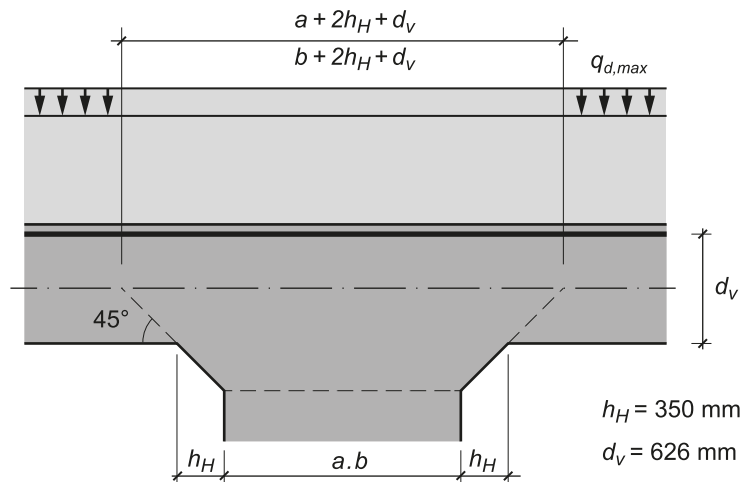
Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Travail de l'armature de flexion	$m_d / m_{Rd} = 0.16$
État de l'armature de flexion	élastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0005$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.77$
Hauteur statique efficace	$d_v = 644$ mm
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 841$ kN/m

$$v_{Rd} = 841 \text{ kN/m} > v_d = 681 \text{ kN/m}$$

Le long des murs extérieurs, aucune armature d'effort tranchant n'est requise dans la dalle.

4.2.7 Poinçonnement de colonne en béton



La surface de contact présente des dimensions de $a_x = 1'050$ mm, $a_y = 2'100$ mm. Dans cet exemple, le coefficient k_e est fixé à 0.9. La vérification de poinçonnement utilise le degré d'approximation 2 selon la norme SIA 262.

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement

Surface au sein de la section de contrôle A

$$A = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \frac{d_v}{2} + 2 \cdot a_y \cdot \frac{d_v}{2} + \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2$$

$$A = 1'050 \cdot 2'100 + 2 \cdot 1'050 \cdot \frac{626}{2} + 2 \cdot 2'100 \cdot \frac{626}{2} + \pi \left(\frac{626}{2}\right)^2 = 4'484'679 \text{ mm}^2 = 4.48 \text{ m}^2$$

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement V_d

$$V_d = N_d - q_{d,max} \cdot A = 13'400 - 234.3 \cdot 4.485 = 12'349 \text{ kN}$$

Choix de l'armature de flexion et calcul des résistances à la flexion

Dans le cas d'une colonne en béton, l'armature dans les bandes d'appui est augmentée en direction x et y.

Orientation de l'armature

Armature en direction x 3e couche
Armature en direction y 4e couche

Armature supérieure en direction x

Armature principale $\varnothing = 34$ mm
 $s = 100$ mm
 $a_{s,exist} = 9'079$ mm²/m
 $d_x = 609$ mm
 $m_{Rd} = 2'980$ kNm/m

Armature supérieure en direction y

Armature principale $\varnothing = 34$ mm
 $s = 100$ mm
 $a_{s,exist} = 9'079$ mm²/m
 $d_y = 643$ mm
 $m_{Rd} = 3'166$ kNm/m

La hauteur statique efficace d_v vaut

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{609 + 643}{2} = 626 \text{ mm}$$

Résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement

Périmètre de la section de contrôle u

$$u = 2 \cdot 1'050 + 2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 626 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{626}{2} = 7'823 \text{ mm}$$

Périmètre réduit de la section de contrôle u_{red}

$$u_{red} = u \cdot k_e = 7'823 \cdot 0.9 = 7'040 \text{ mm}$$

Diamètre b d'un cercle de même superficie au sein de la section de contrôle

$$b = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{4'484'679 \cdot 4}{\pi}} = 2'390 \text{ mm}$$

Excentricité conceptuelle entre la résultante des forces d'appui et le centre de gravité de la section de contrôle e_u

$$e_u = b \cdot \left(\frac{1}{k_e} - 1 \right) = 2'390 \cdot \left(\frac{1}{0.9} - 1 \right) = 266 \text{ mm}$$

Les composants de l'excentricité en direction x et y sont répartis de manière uniforme

$$e_{u,x} = e_{u,y} = \sqrt{\frac{e_u^2}{2}} = \sqrt{\frac{266^2}{2}} = 188 \text{ mm}$$

Distance r_s entre l'axe de colonne et le point de moment nul

$$r_{sx} = 0.22 \cdot l_x = 0.22 \cdot 7.5 = 1.65 \text{ m}$$

$$r_{sy} = 0.22 \cdot l_y = 0.22 \cdot 8.4 = 1.85 \text{ m}$$

Largeur représentative b_s des bandes d'appui

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{1.65 \cdot 1.85} = 2.62 \text{ m}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right) = 349 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{188}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'986 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.609} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'986}{2'980} \right)^{3/2} = 0.0065$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.643} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'986}{3'166} \right)^{3/2} = 0.0063$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.0065$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0065 \cdot 626 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.848$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c}$ sans armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c} = 0.848 \cdot 1.7 \cdot 626 \cdot 7'040 \cdot 10^{-3} = 6'354 \text{ kN}$$

La valeur limite pour $V_{Rd,c}$ doit être calculée de façon itérative. La valeur limite est de:

$$V_{Rd,c} = 8'585 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0038 \quad k_r = 1.146$$

$$V_{Rd,c} = 8'585 \text{ kN} < V_d = 12'349 \text{ kN}$$

La vérification de poinçonnement ne peut être assurée en l'absence d'armature de poinçonnement.

Résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement

La résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement est limitée par la première diagonale de compression en béton adjacente à la surface d'appui.

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 0.848 \cdot 1.7 \cdot 626 \cdot 7'040 \cdot 10^{-3} = 12'707 \text{ kN}$$

Après calcul itératif, la valeur limite pour $V_{Rd,c,max}$ vaut:

$$V_{Rd,c,max} = 12'533 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0066 \quad k_r = 0.836$$

Valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{d,s}$ de l'armature de poinçonnement

$$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \geq \frac{V_d}{2}$$

$$V_{d,s} = 12'349 - 6'354 = 5'995 \text{ kN} < \frac{12'349}{2} = 6'175 \text{ kN}$$

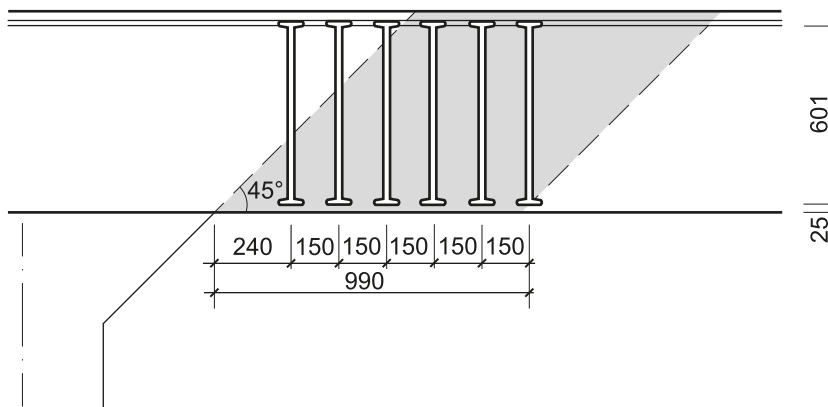
$$V_{d,s} = 6'175 \text{ kN}$$

16 tiges de poinçonnement avec éléments d'armature agencées de manière radiale sont sélectionnées.

Diamètre: $\varnothing_{sw} = 30 \text{ mm}$

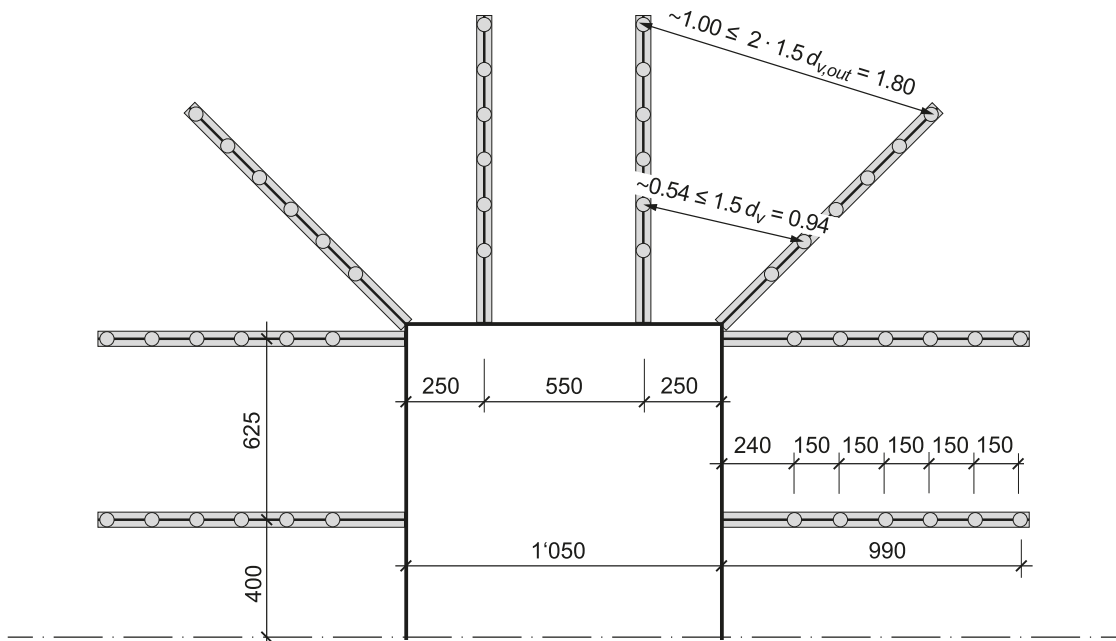
Distance radiale: $s_1 = 150 \text{ mm} < 200 + \frac{d}{6} = 305 \text{ mm}$

Distance du bord: $s_0 = 240 \text{ mm} < s_{1,max} = 305 \text{ mm}$



Nombre d'éléments d'armature entre $0.35d_v$ et d_v de distance de la surface d'appui

$$n = 3 \cdot 16 = 48$$



Valeur de calcul de la contrainte σ_{sd} dans l'armature de poinçonnement

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) = \frac{205'000 \cdot 0.0065}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{626}{30} \right) = 252 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de l'armature de poinçonnement $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta = 48 \cdot \pi \cdot \frac{30^2}{4} \cdot 0.9 \cdot 252 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 7'691 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 7'691 \text{ kN} > V_{d,s} = 6'175 \text{ kN}$$

Résistance au poinçonnement en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

La longueur requise des tiges de poinçonnement doit être sélectionnée de façon à ce que la résistance au poinçonnement du béton $V_{Rd,c,out}$ soit suffisante en dehors de la partie avec armature de poinçonnement.

sélectionné: $l_1 = 240 + 5 \cdot 150 = 990$ mm

Hauteur statique efficace $d_{v,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$d_{v,out} = d_v - c_v = 626 - 25 = 601 \text{ mm}$$

Surface au sein de la section de contrôle

$$A_{out} = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + 2 \cdot a_y \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 1'050 \cdot 2'100 + 2 \cdot 1'050 \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) + 2 \cdot 2'100 \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) + \pi \left(990 + \frac{601}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 15'567'128 \text{ mm}^2 = 15.57 \text{ m}^2$$

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement extérieure $V_{d,out}$

$$V_{d,out} = N_d - q_{d,max} \cdot A_{out} = 13'400 - 234.3 \cdot 15.57 = 9'753 \text{ kN}$$

Diamètre de la surface convertie en un cercle de même superficie au sein de la section de contrôle

$$b_{out} = \sqrt{\frac{A_{out} \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{15'567'128 \cdot 4}{\pi}} = 4'452 \text{ mm}$$

Périmètre de la section de contrôle u_{out} en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$u_{out} = 2 \cdot a_x + 2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot d_{v,out} + 2 \cdot \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right)$$

$$u_{out} = 2 \cdot 1'050 + 2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 601 + 2 \cdot \pi \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) = 13'184 \text{ mm}$$

Coefficient k_e de réduction du périmètre de la section de contrôle

$$k_{e,out} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_{out}}} = \frac{1}{1 + \frac{266}{4'452}} = 0.94$$

Périmètre réduit de la section de contrôle extérieure $u_{out,red}$

$$u_{out,red} = u_{out} \cdot k_{e,out} = 13'184 \cdot 0.94 = 13'037 \text{ mm}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_{d,out} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right) = 9'753 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{188}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'569 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.609} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'569}{2'980} \right)^{3/2} = 0.0045$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.643} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'569}{3'166} \right)^{3/2} = 0.0044$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.0045$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0045 \cdot 626 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 1.040$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out,red}$$

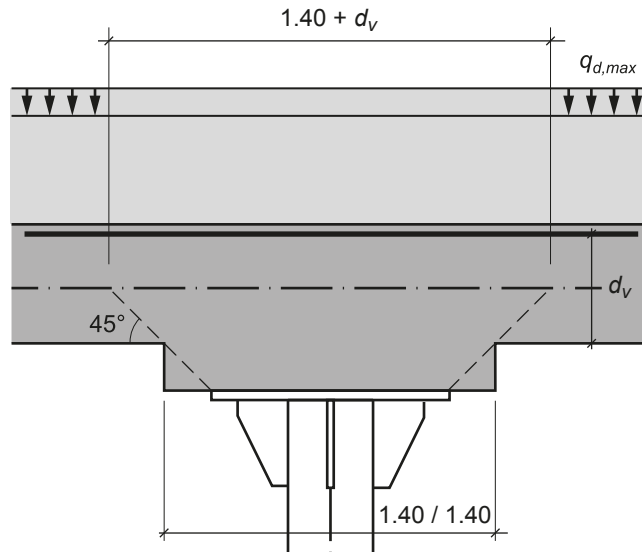
$$V_{Rd,c,out} = 1.040 \cdot 1.7 \cdot 601 \cdot 13'037 \cdot 10^{-3} = 13'849 \text{ kN}$$

Après calcul itératif, la valeur limite pour $V_{Rd,c,out}$ vaut:

$$V_{Rd,c,out} = 11'787 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0060 \quad k_r = 0.885$$

$$V_{Rd,c,out} = 11'787 \text{ kN} > V_{d,out} = 9'753 \text{ kN}$$

4.2.8 Poinçonnement de colonne en acier



La vérification de poinçonnement est effectuée en dehors du champignon en béton. Le champignon en béton présente des dimensions de $a_x = a_y = 1'400$ mm. Dans cet exemple, en raison de la faible rigidité de la colonne vis-à-vis de la dalle, le coefficient k_e est fixé à 1.0. La vérification de poinçonnement utilise le degré d'approximation 2 selon la norme SIA 262.

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement

Surface au sein de la section de contrôle A

$$A = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \frac{d_v}{2} + 2 \cdot a_y \cdot \frac{d_v}{2} + \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2$$

$$A = 1'400 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{630}{2} + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{630}{2} + \pi \left(\frac{630}{2}\right)^2 = 4'035'725 \text{ mm}^2 = 4.04 \text{ m}^2$$

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement V_d

$$V_d = N_d - q_{d,max} \cdot A = 13'400 - 234.3 \cdot 4.04 = 12'454 \text{ kN}$$

Choix de l'armature de flexion et calcul des résistances à la flexion

Orientation de l'armature

Armature en direction x 3e couche

Armature en direction y 4e couche

Armature supérieure en direction x

Armature principale $\varnothing = 30$ mm

$s = 100$ mm

$a_{s,exist} = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$

$d_x = 615$ mm

$m_{Rd} = 2'404 \text{ kNm/m}$

Armature supérieure en direction y

Armature principale $\varnothing = 30$ mm

$s = 100$ mm

$a_{s,exist} = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$

$d_y = 645$ mm

$m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m}$

La hauteur statique efficace d_v vaut

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{615 + 645}{2} = 630 \text{ mm}$$

Résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement

Périmètre de la section de contrôle u

$$u = 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{630}{2} = 7'579 \text{ mm}$$

Distance r_s entre l'axe de colonne et le point de moment nul

$$r_{sx} = 0.22 \cdot l_x = 0.22 \cdot 7.5 = 1.65 \text{ m}$$

$$r_{sy} = 0.22 \cdot l_y = 0.22 \cdot 8.4 = 1.85 \text{ m}$$

Largeur représentative b_s des bandes d'appui

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{1.65 \cdot 1.85} = 2.62 \text{ m}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right)$$

$$m_{sdx} = m_{sdy} = 12'458 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{0}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'557 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.615} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'557}{2'404} \right)^{3/2} = 0.00614$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.645} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'557}{2'531} \right)^{3/2} = 0.00607$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.00614$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g}$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.00614 \cdot 630 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.873$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c}$ sans armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u$$

$$V_{Rd,c} = 0.873 \cdot 1.7 \cdot 630 \cdot 7'579 \cdot 10^{-3} = 7'082 \text{ kN}$$

La valeur limite pour $V_{Rd,c}$ doit être calculée de façon itérative. La valeur limite est de:

$$V_{Rd,c} = 9'143 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0039 \quad k_r = 1.226$$

$$V_{Rd,c} = 9'143 \text{ kN} < V_d = 12'454 \text{ kN}$$

La vérification de poinçonnement ne peut être assurée en l'absence d'armature de poinçonnement.

Résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement

La résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement est limitée par la première diagonale de compression en béton adjacente à la surface d'appui.

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 0.873 \cdot 1.7 \cdot 630 \cdot 7'579 \cdot 10^{-3} = 14'164 \text{ kN}$$

Après calcul itératif, la valeur limite pour $V_{Rd,c,max}$ vaut:

$$V_{Rd,c,max} = 13'314 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0068 \quad k_r = 0.820$$

Valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{d,s}$ de l'armature de poinçonnement

$$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \geq \frac{V_d}{2}$$

$$V_{d,s} = 12'454 - 7'082 = 5'372 \text{ kN} < \frac{12'454}{2} = 6'227 \text{ kN}$$

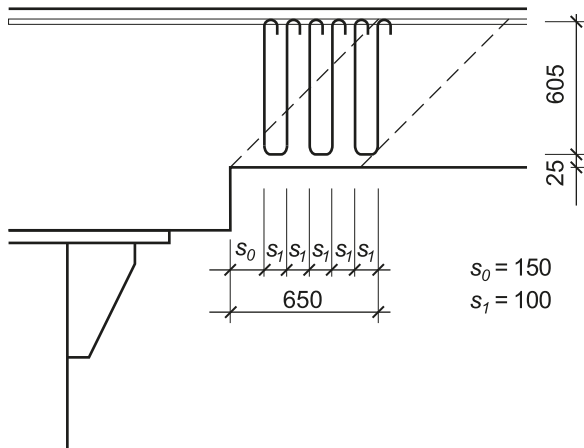
$$V_{d,s} = 6'227 \text{ kN}$$

Les étriers sont choisis avec une distance de $s = 100/100 \text{ mm}$.

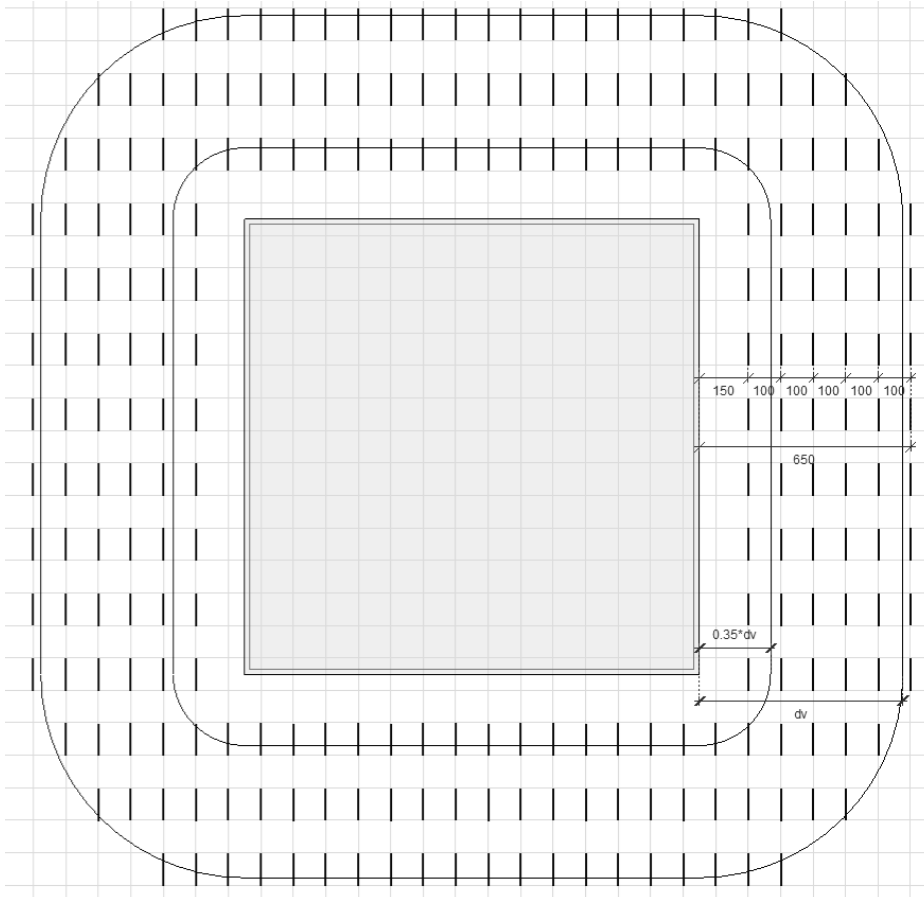
Diamètre: $\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}$

Distance: $s_1 = 100 \text{ mm} < 200 + \frac{d}{6} = 305 \text{ mm}$

Distance du bord: $s_0 = 150 \text{ mm} < s_{1,max} = 305 \text{ mm}$



Nombre d'étriers entre $0.35d_v$ et d_v de distance de la surface d'appui $n = 328$



Valeur de calcul de la contrainte σ_{sd} dans l'armature de poinçonnement

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205'000 \cdot 0.0061}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{630}{10} \right) = 298 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de l'armature de poinçonnement $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta$$

$$V_{Rd,s} = 328 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4} \cdot 1.0 \cdot 298 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 7'672 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 7'672 \text{ kN} > V_d = 6'227 \text{ kN}$$

Résistance au poinçonnement en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

La longueur requise des tiges de poinçonnement doit être sélectionnée de façon à ce que la résistance au poinçonnement du béton $V_{Rd,c,out}$ soit suffisante en dehors de la partie avec armature de poinçonnement.

$$\text{sélectionné: } l_1 = 150 + 5 \cdot 100 = 650 \text{ mm}$$

Hauteur statique efficace $d_{v,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$d_{v,out} = d_v - c_v = 630 - 25 = 605 \text{ mm}$$

Surface au sein de la section de contrôle

$$A_{out} = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + 2 \cdot a_y \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 1'400 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 \cdot \left(650 + \frac{605}{2} \right) + 2 \cdot 1'400 \cdot \left(650 + \frac{605}{2} \right) + \pi \left(650 + \frac{605}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 10'144'230 \text{ mm}^2 = 10.14 \text{ m}^2$$

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement extérieure $V_{d,out}$

$$V_{d,out} = N_d - q_{d,max} \cdot A_{out} = 13'400 - 234.3 \cdot 10.14 = 11'023 \text{ kN}$$

Périmètre de la section de contrôle u_{out} en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$u_{out} = 2 \cdot a_x + 2 \cdot a_y + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{v,out}}{2} + l_1 \right)$$

$$u_{out} = 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{605}{2} + 650 \right) = 11'585 \text{ mm}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_{d,out} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right)$$

$$m_{sdx} = m_{sdy} = 11'023 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{0}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'378 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.615} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'378}{2'404} \right)^{3/2} = 0.00511$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.645} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'378}{2'531} \right)^{3/2} = 0.00505$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.00511$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.00511 \cdot 605 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.971$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c,out}$ en dehors de la partie avec armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out}$$

$$V_{Rd,c,out} = 0.971 \cdot 1.7 \cdot 605 \cdot 11'585 \cdot 10^{-3} = 11'572 \text{ kN}$$

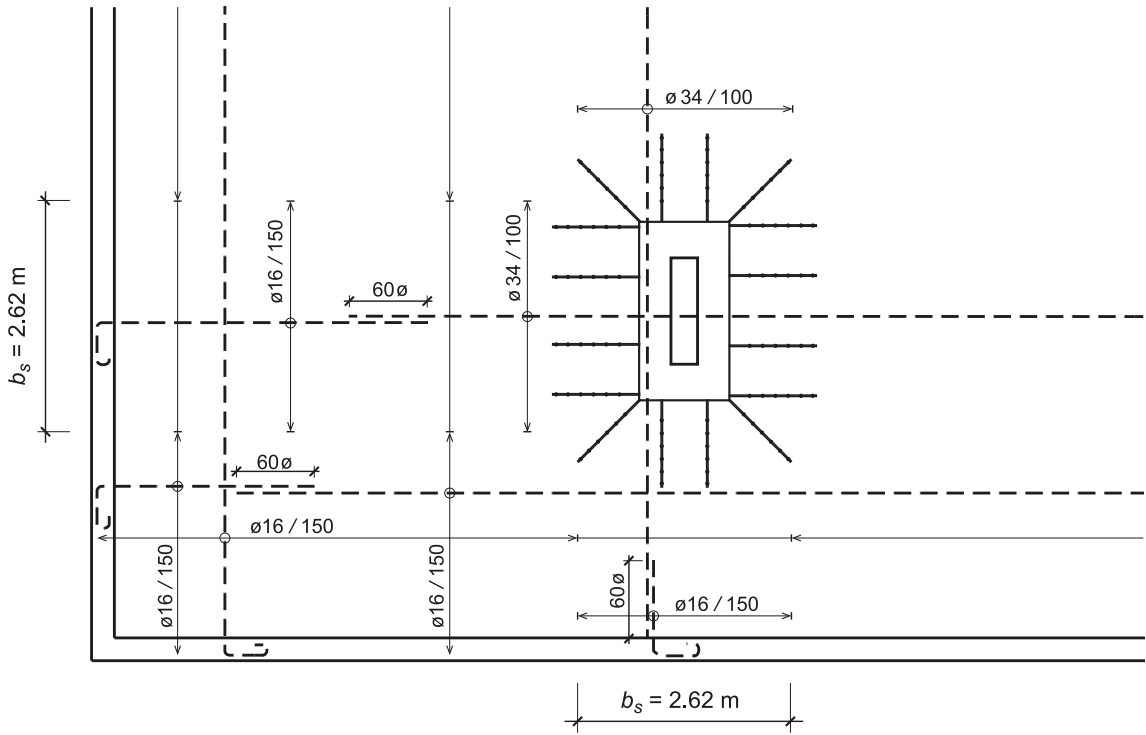
Après calcul itératif, la valeur limite pour $V_{Rd,c,out}$ vaut:

$$V_{Rd,c,out} = 11'316 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0053 \quad k_r = 0.950$$

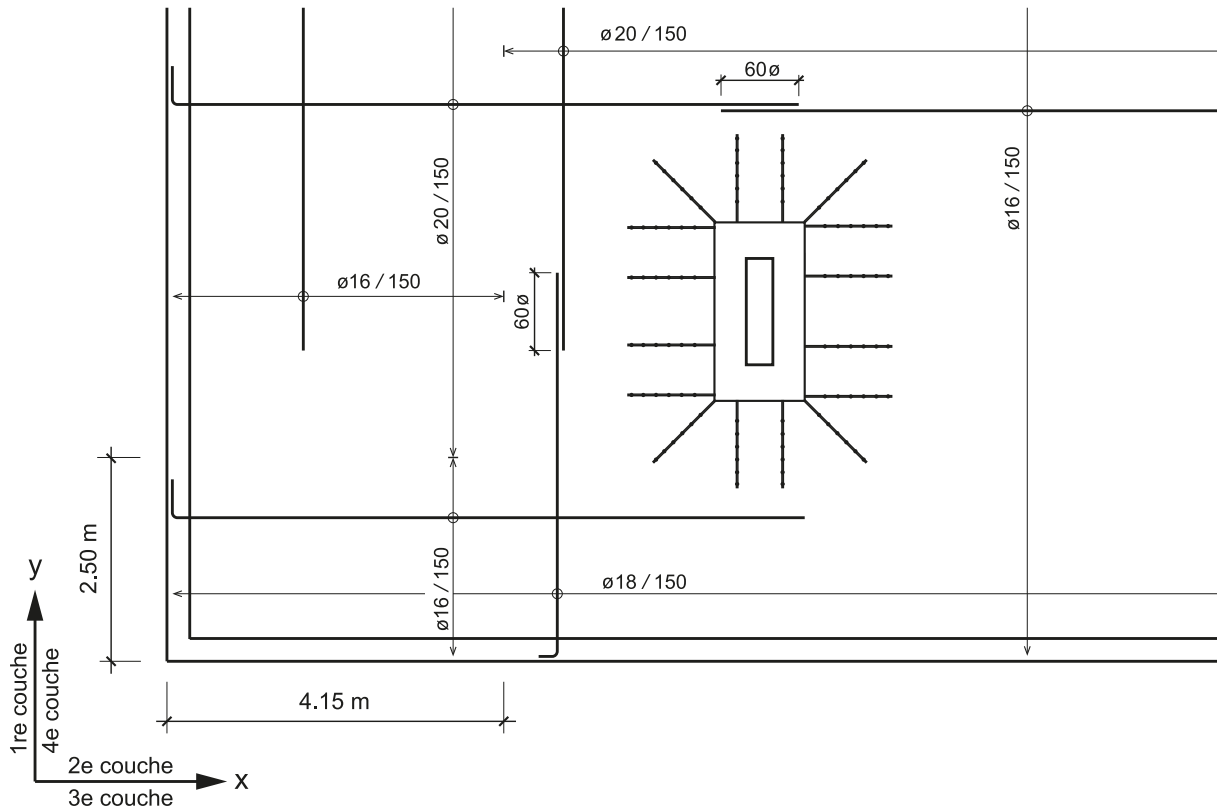
$$V_{Rd,c,out} = 11'316 \text{ kN} > V_{d,out} = 11'023 \text{ kN}$$

4.2.9 Croquis d'armature

Armature supérieure



Armature inférieure



4.3 Champ de radier

4.3.1 Valeur de calcul de l'action

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta \cdot \left(\sum g_{k,i} + \Phi \cdot q_k \right) \quad \text{avec } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_{0d} part de la charge répartie uniformément sur le radier

q_{sd} part de la charge supplémentaire concentrée sous les murs et les colonnes

δ coefficient de répartition pour les actions du sol de fondation

g_k actions permanentes sans la part issue du radier, réparties uniformément

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique des actions du sol de fondation due à une onde de choc aérienne

$$\delta = 0.5 / 2.5 \quad (\text{ITC 2017, tableau 6})$$

$$\Phi = 1.2 / 2.0 \quad (\text{ITC 2017, tableau 4})$$

$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, chapitre 6.4})$$

$$g_{k,EG,dalle} = 0.70 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 17.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,EG,murs} = \frac{25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.60 \text{ m} \cdot ((15.15 \text{ m} + 12.85 \text{ m}) \cdot 0.30 \text{ m} + 4 \cdot 1.40 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m})}{15.15 \text{ m} \cdot 12.85 \text{ m}}$$

$$g_{k,EG,murs} \approx 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,AL} = 0.80 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 16.8 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 17.5 \text{ kN/m}^2 + 3.5 \text{ kN/m}^2 + 16.8 \text{ kN/m}^2 = 37.8 \text{ kN/m}^2$$

Aire d'influence d'une colonne

$$A = 0.2 \cdot \left(\frac{l_{x1}}{2} + \frac{l_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{l_{y1}}{2} + \frac{l_{y2}}{2} \right)$$

$$A = 0.2 \cdot \left(\frac{7.65}{2} + \frac{7.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.45}{2} + \frac{8.40}{2} \right) \approx 9.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Sélectionné: } A = 2.65 \cdot 3.70 \text{ m} \approx 9.81 \text{ m}^2$$

Valeur de calcul de l'action pour la sollicitation en flexion

$$q_{0d} = 0.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 1.2 \cdot 100) = 78.9 \text{ kN/m}^2$$

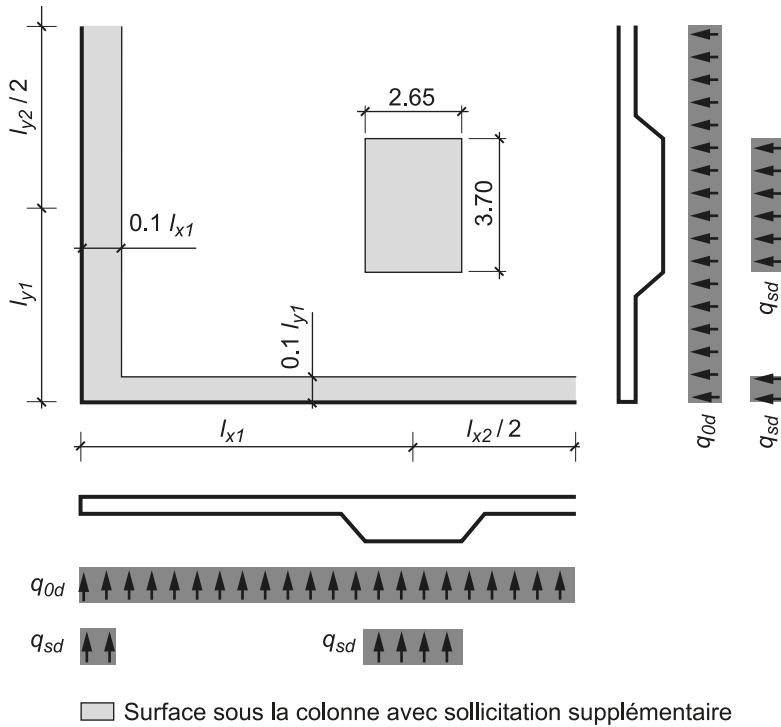
$$q_{sd} = 2.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 1.2 \cdot 100) = 394.5 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action pour la sollicitation de cisaillement ou de poinçonnement, ainsi que la sollicitation en flexion dans les bandes d'appui lors du poinçonnement.

$$q_{0d} = 0.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 2.0 \cdot 100) = 118.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sd} = 2.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 2.0 \cdot 100) = 594.5 \text{ kN/m}^2$$

Action du sol de fondation



4.3.2 Hauteurs statiques et armature minimale

Hauteurs statiques

$h = 0.40 \text{ m}$

Pour armatures supérieures $d_x = 357 \text{ mm}$ $d_y = 369 \text{ mm}$ $d_m = 363 \text{ mm}$

Pour armatures inférieures $d_x = 342 \text{ mm}$ $d_y = 354 \text{ mm}$ $d_m = 348 \text{ mm}$

$h = 1.00 \text{ m}$

Pour armatures supérieures $d_x = 954 \text{ mm}$ $d_y = 968 \text{ mm}$ $d_m = 961 \text{ mm}$

Pour armatures inférieures $d_x = 915 \text{ mm}$ $d_y = 945 \text{ mm}$ $d_m = 930 \text{ mm}$

Armature minimale

$h = 0.40 \text{ m}$

- Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 363 \cdot 1'000 = 654 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ø}12/150 (754 \text{ mm}^2/\text{m})$$

- Armature minimale de la zone de compression

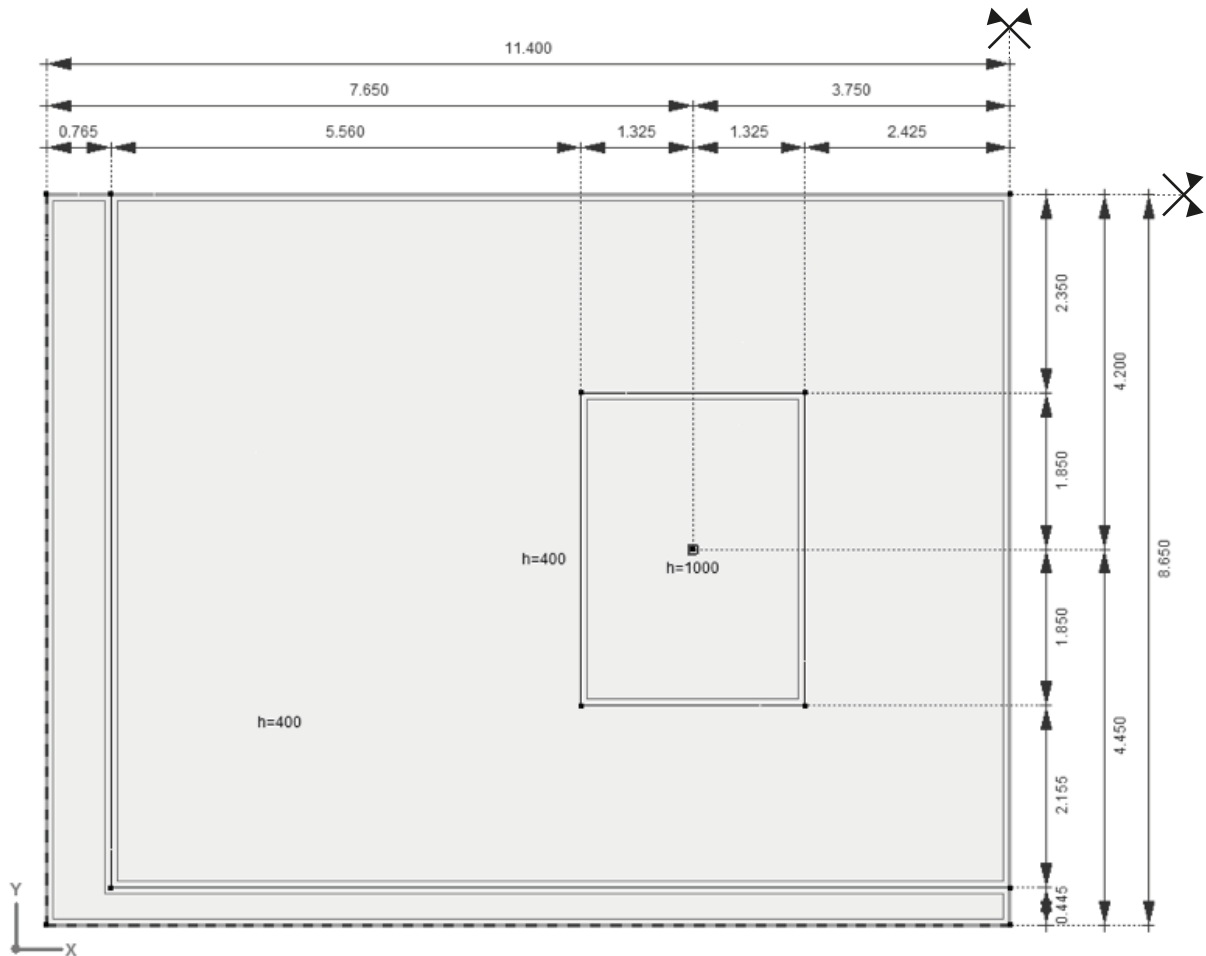
$$a_s = 0.10 \% \cdot 363 \cdot 1'000 = 363 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ø}10/150 (524 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$h = 1.00 \text{ m}$

- Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 930 \cdot 1'000 = 1'674 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ø}20/150 (2'064 \text{ mm}^2/\text{m})$$

4.3.3 Modèle statique



Le long des murs extérieurs jouxtant la terre, le radier fait l'objet d'un encastrement élastique. Cet encastrement correspond au maximum à la résistance à la flexion de l'armature de liaison du mur. Dans le cas d'une colonne intérieure, le radier repose sur des appuis ponctuels.

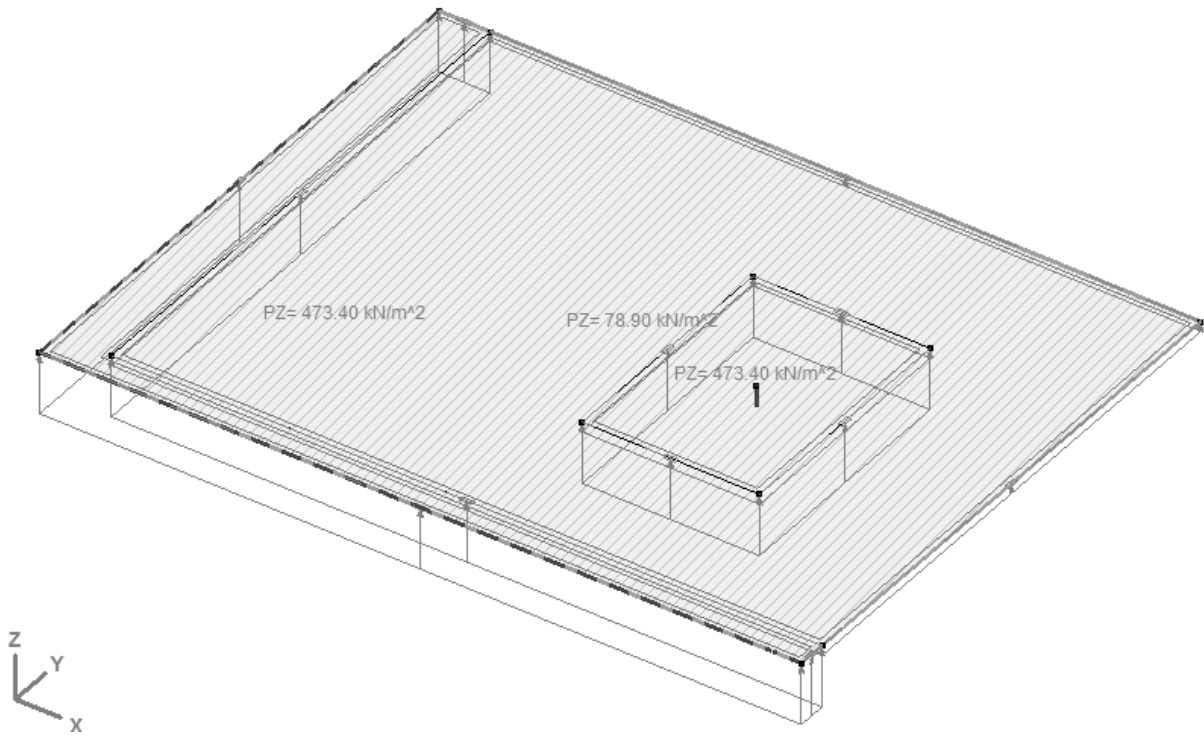
Résistance à la flexion du mur avec $\varnothing 10/150$: $m_{Rd} = 79 \text{ kNm/m}$

Les efforts tranchants sont déterminés à l'aide d'un programme à éléments finis.

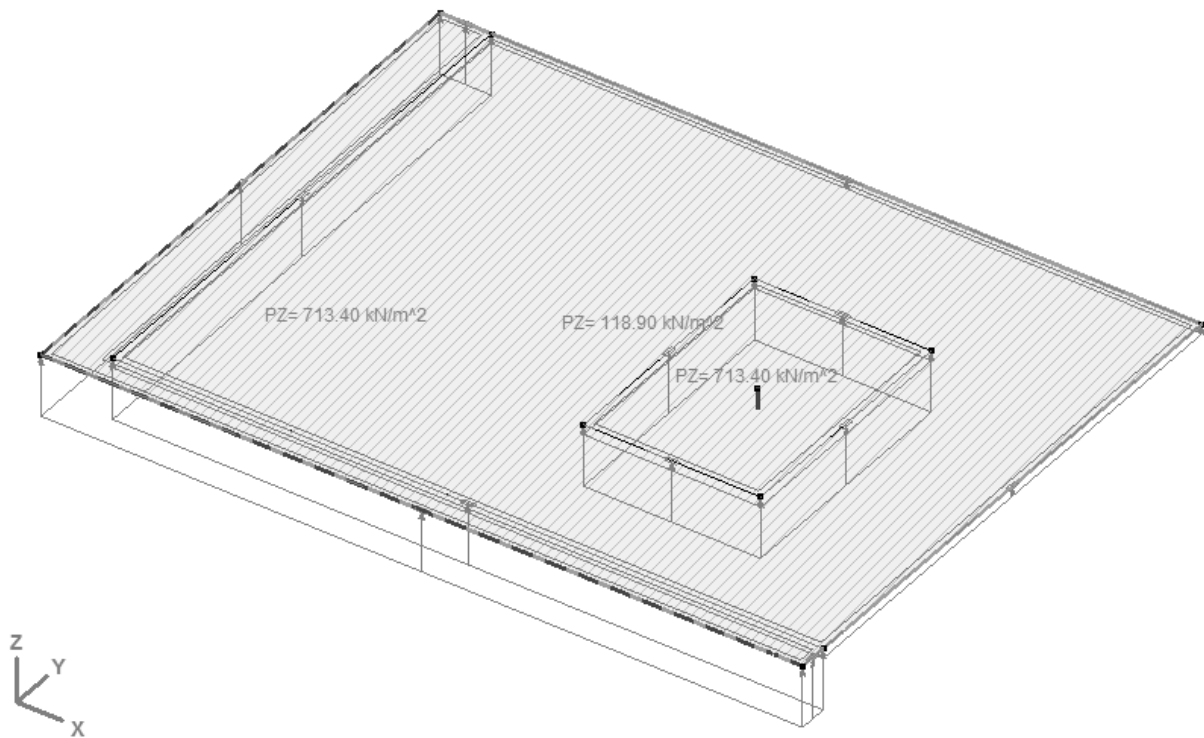
Convention de signes: les moments de flexion négatifs génèrent des contraintes de traction à la face inférieure du radier.

4.3.4 Cas de charge

Cas de charge pour la flexion



Cas de charge pour le cisaillement ou le poinçonnement

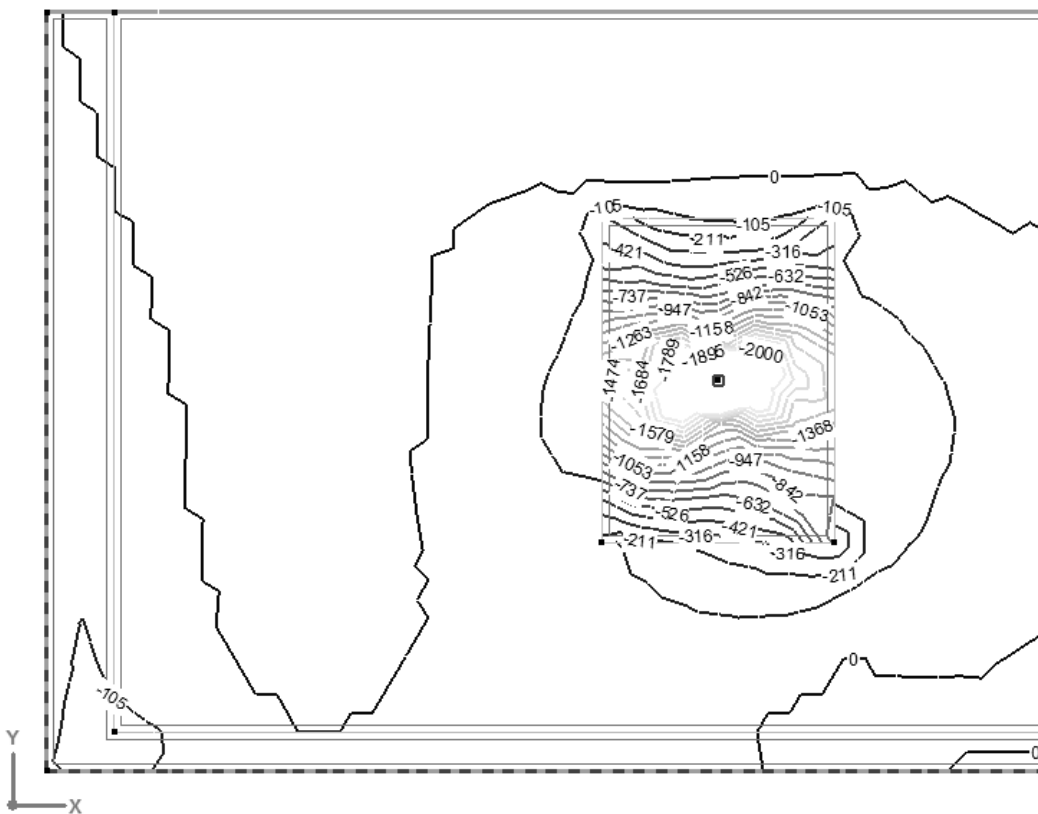


4.3.5 Sécurité structurale en flexion

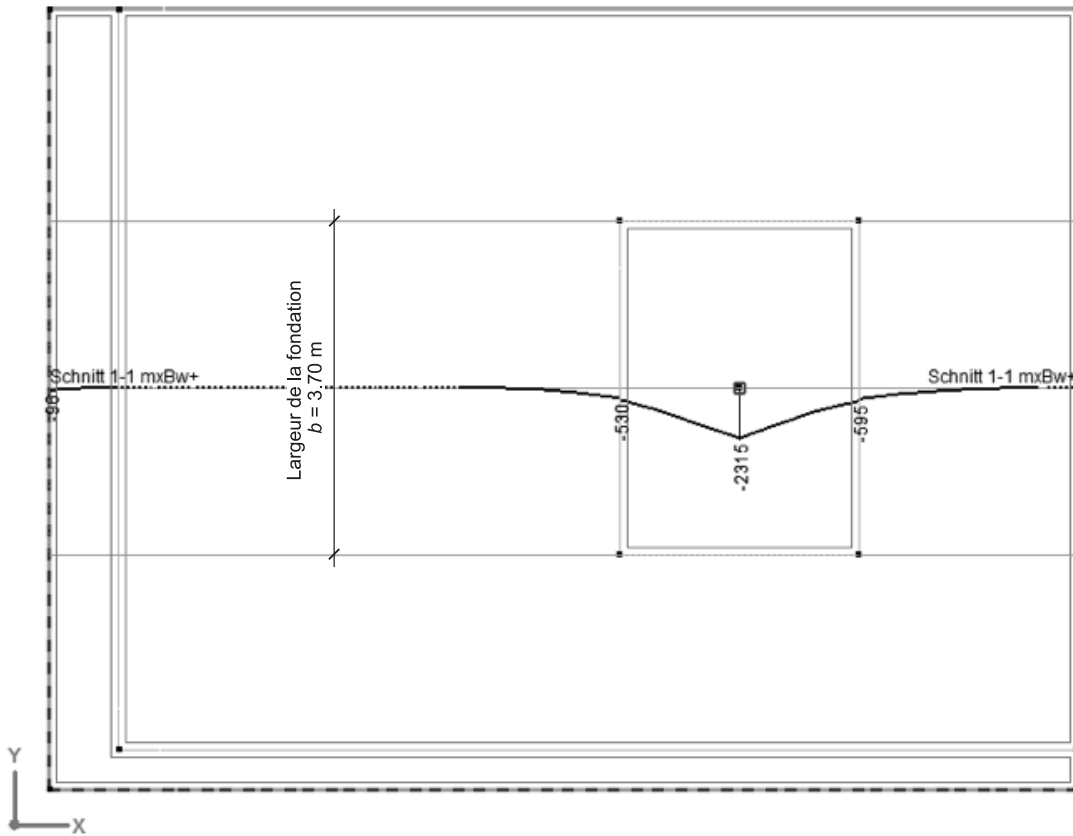
Moments de flexion pour les couches d'armature inférieures



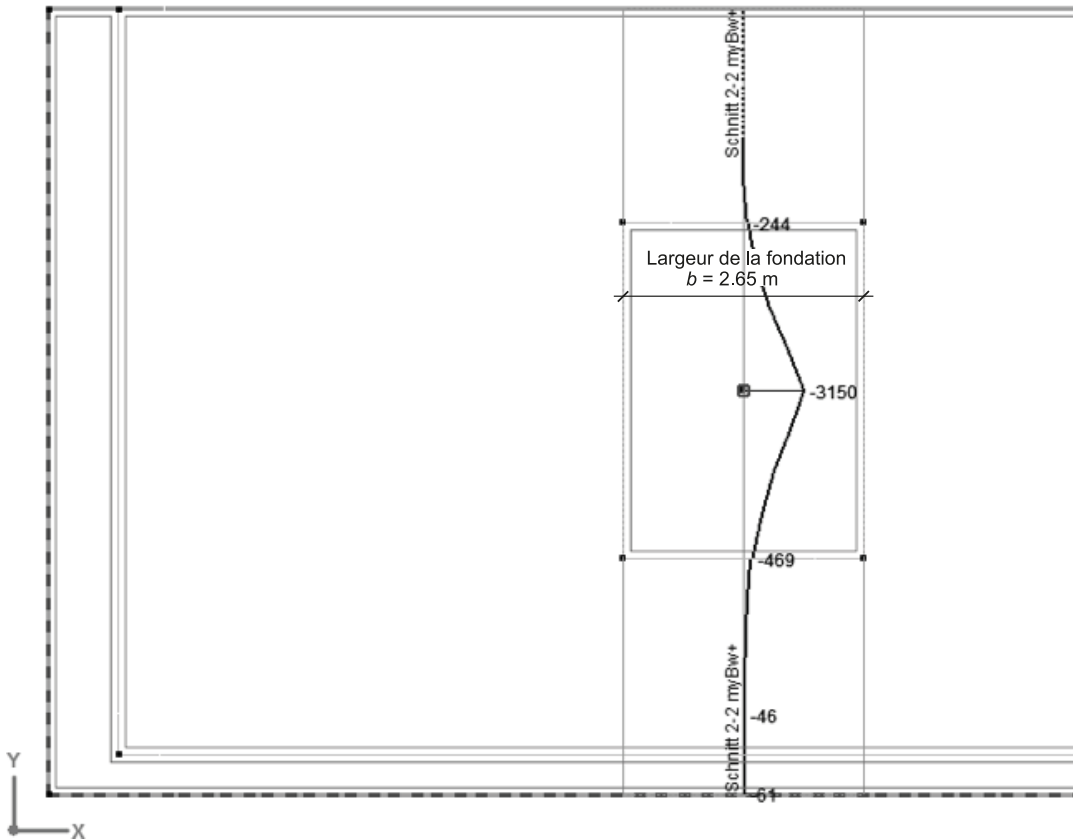
Moments de flexion pour armature inférieure en direction x



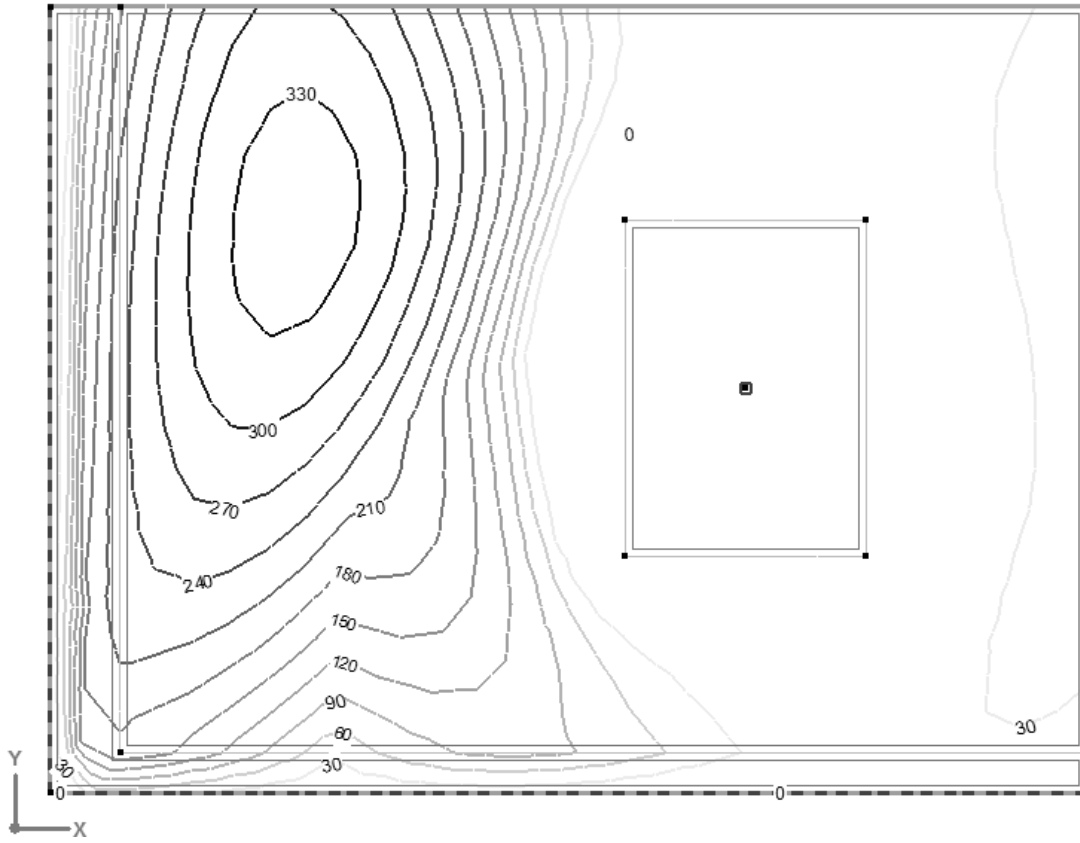
Moments de flexion pour armature inférieure en direction y



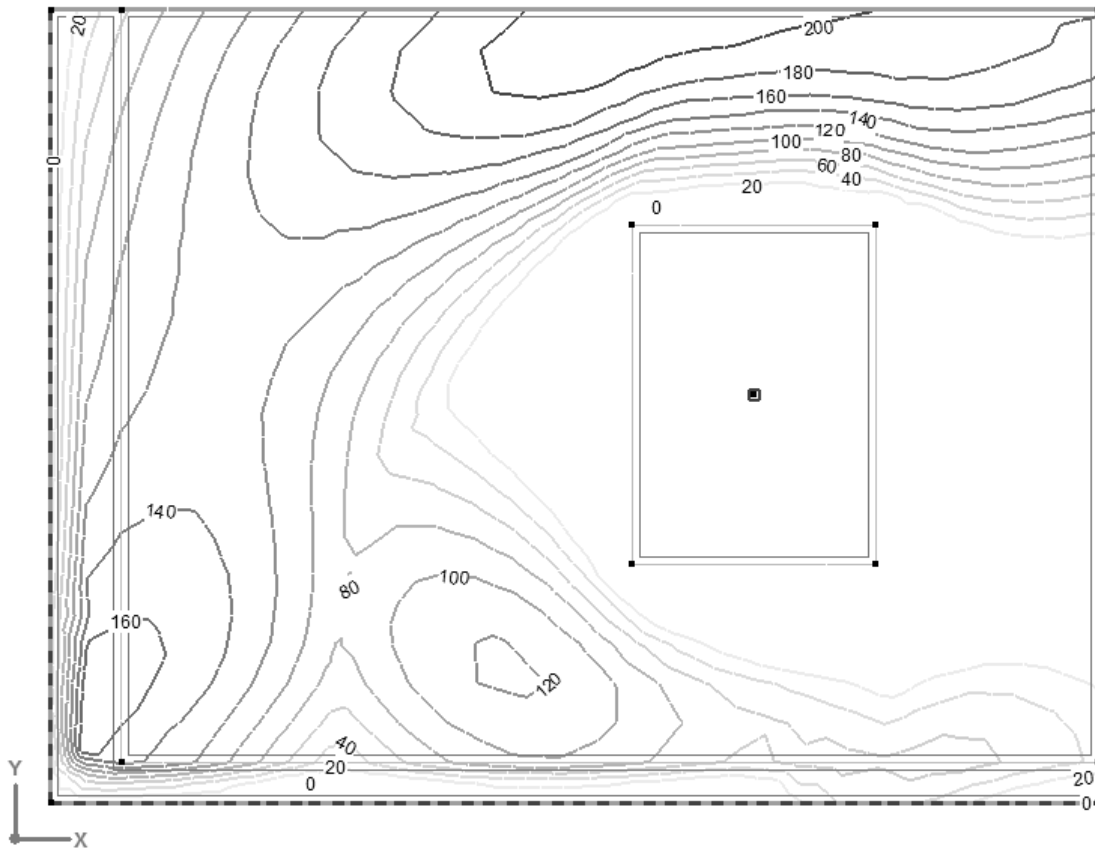
Moments de flexion pour armature inférieure en direction x dans la bande d'appui avec $\Phi = 2.0$



Moments de flexion pour armature inférieure en direction y dans la bande d'appui avec $\Phi = 2.0$

Moments de flexion pour les couches d'armature supérieures

Moments de flexion pour armature supérieure en direction x



Moments de flexion pour armature supérieure en direction y

Vérification de flexion pour l'armature supérieure en direction x

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	3e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.1 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 357.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 351.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.21 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 159 \text{ kNm/m}$

Avec le taux d'armature minimum, la résistance à la flexion vaut $m_{Rd} = 159 \text{ kNm/m}$. Un taux d'armature supérieur est requis dans les champs plus fortement sollicités.

Géométrie

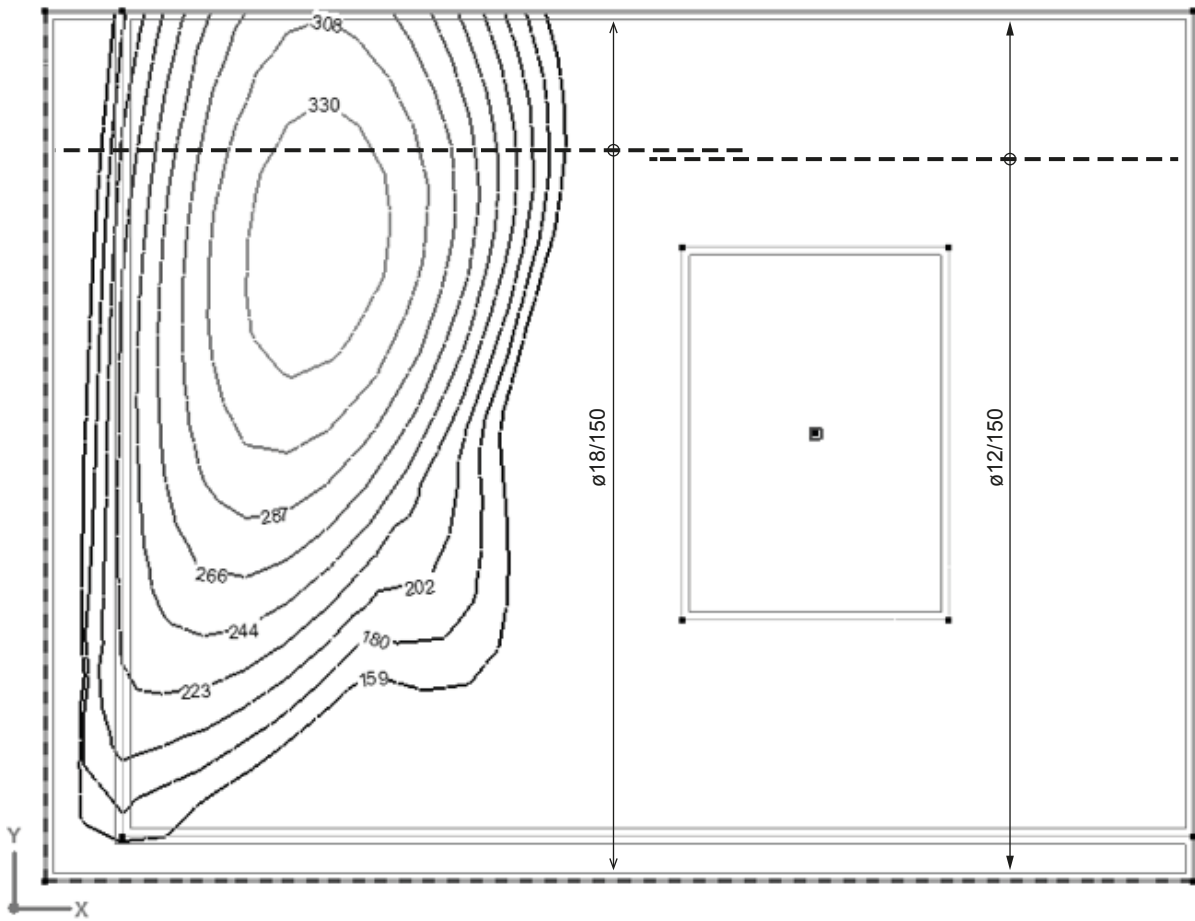
Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	3e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 18 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'696 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 27.2 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 354.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 342.4 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.48 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 349 \text{ kNm/m}$

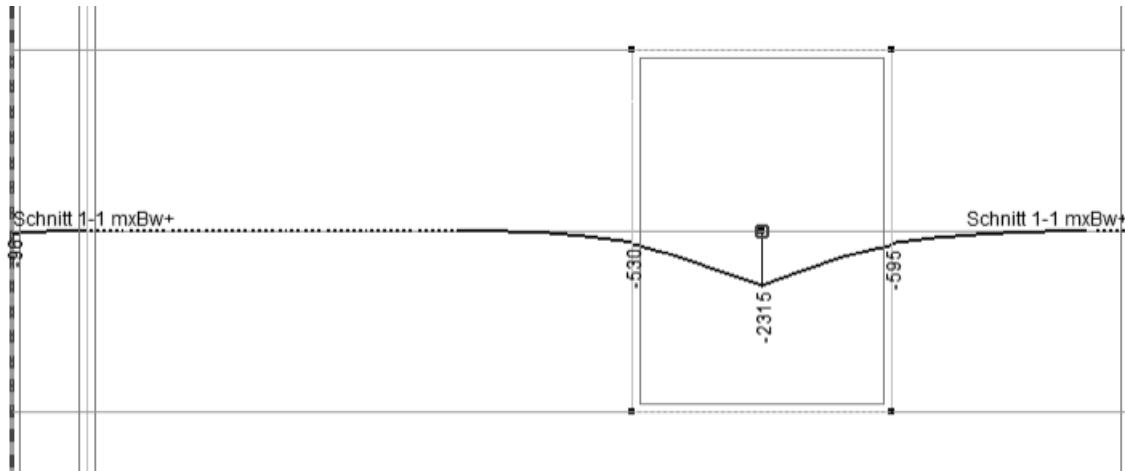
$$m_{Rd} = 349 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 330 \text{ kNm/m}$$



(seul $m_{yd} > m_{Rd} = 159$ kNm/m est représenté)

Vérification de flexion pour l'armature inférieure en direction x

Approfondissement des fondations



Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 1'000 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	2e couche
Diamètre 4e couche	$\varnothing = 30 \text{ mm}$

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 4'712 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 75.6 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 915.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 882.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.52 \%$

Résistance à la flexion $m_{Rd} = 2'496 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 2'496 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 2'315 \text{ kNm/m}$$

Vérification de flexion pour l'armature supérieure en direction y

Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 12.1 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 369.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 363.9 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.20 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$

Avec le taux d'armature minimum, la résistance à la flexion vaut $m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$. Un taux d'armature supérieur est requis dans les champs plus fortement sollicités.

Géométrie

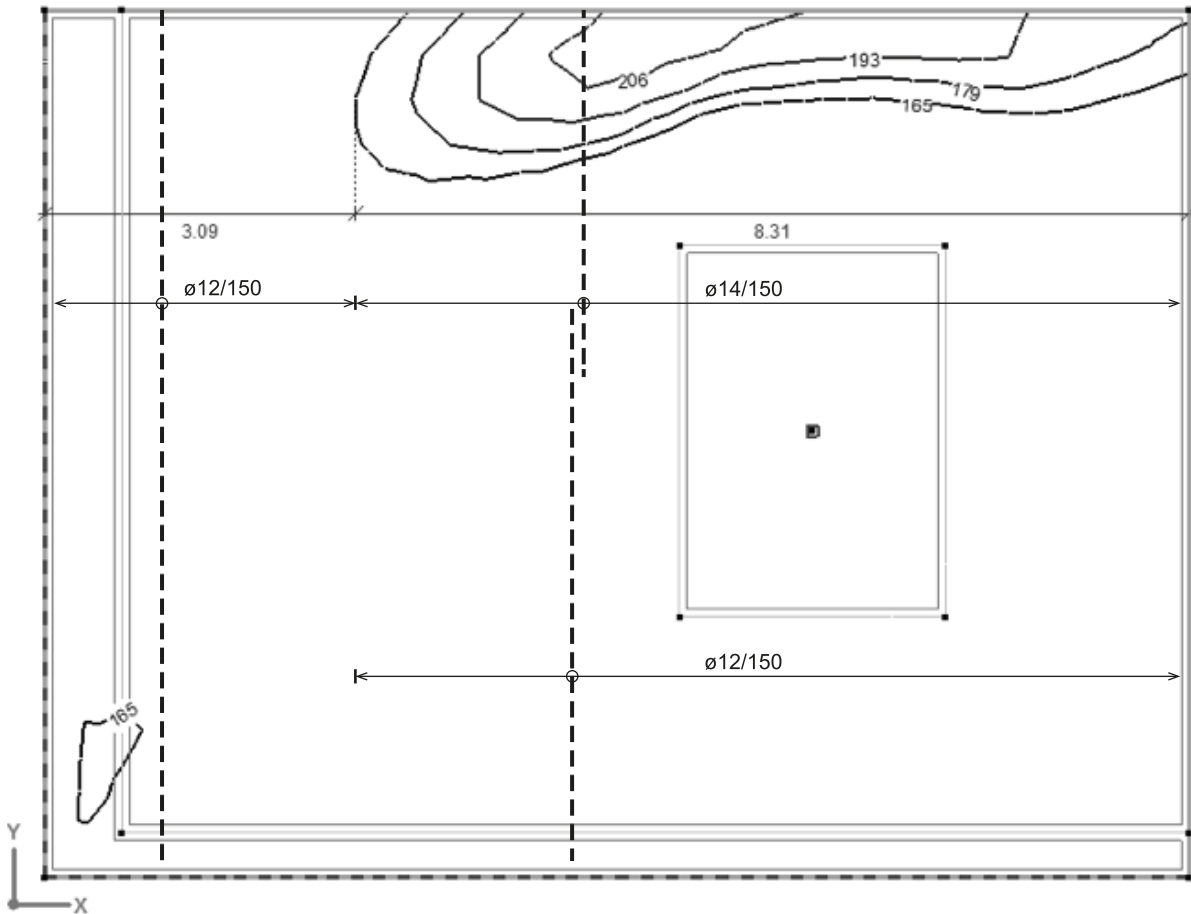
Épaisseur de la dalle	$h = 400 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	4e couche

Calcul de la résistance à la flexion

Armature principale

Diamètre	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Écartement	$s = 150 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 16.5 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 368.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 361.0 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.28 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m}$

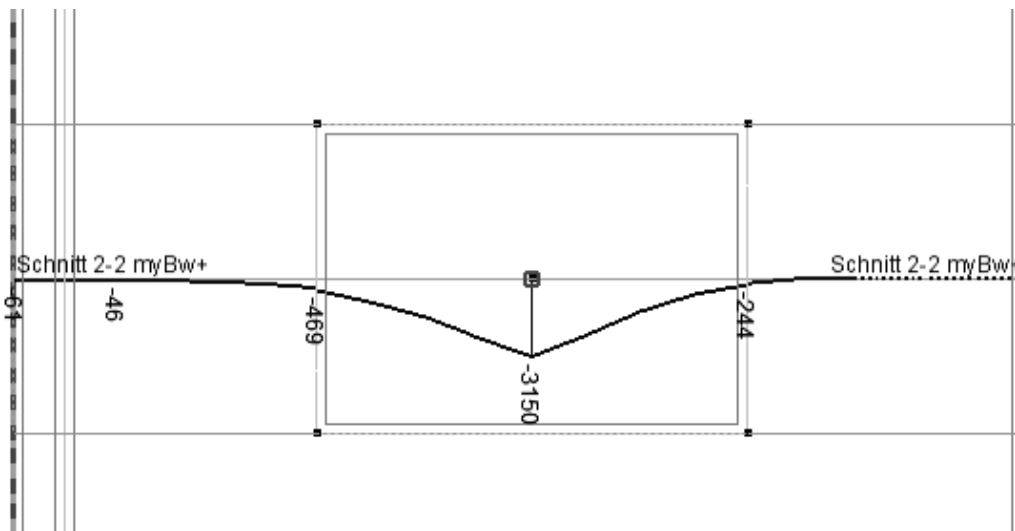
$$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 206 \text{ kNm/m}$$



(seul $m_{yd} > m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$ est représenté)

Vérification de flexion pour l'armature inférieure en direction y

Approfondissement des fondations



Géométrie

Épaisseur de la dalle	$h = 1'000 \text{ mm}$
Revêtement de béton	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Orientation de l'armature	1re couche

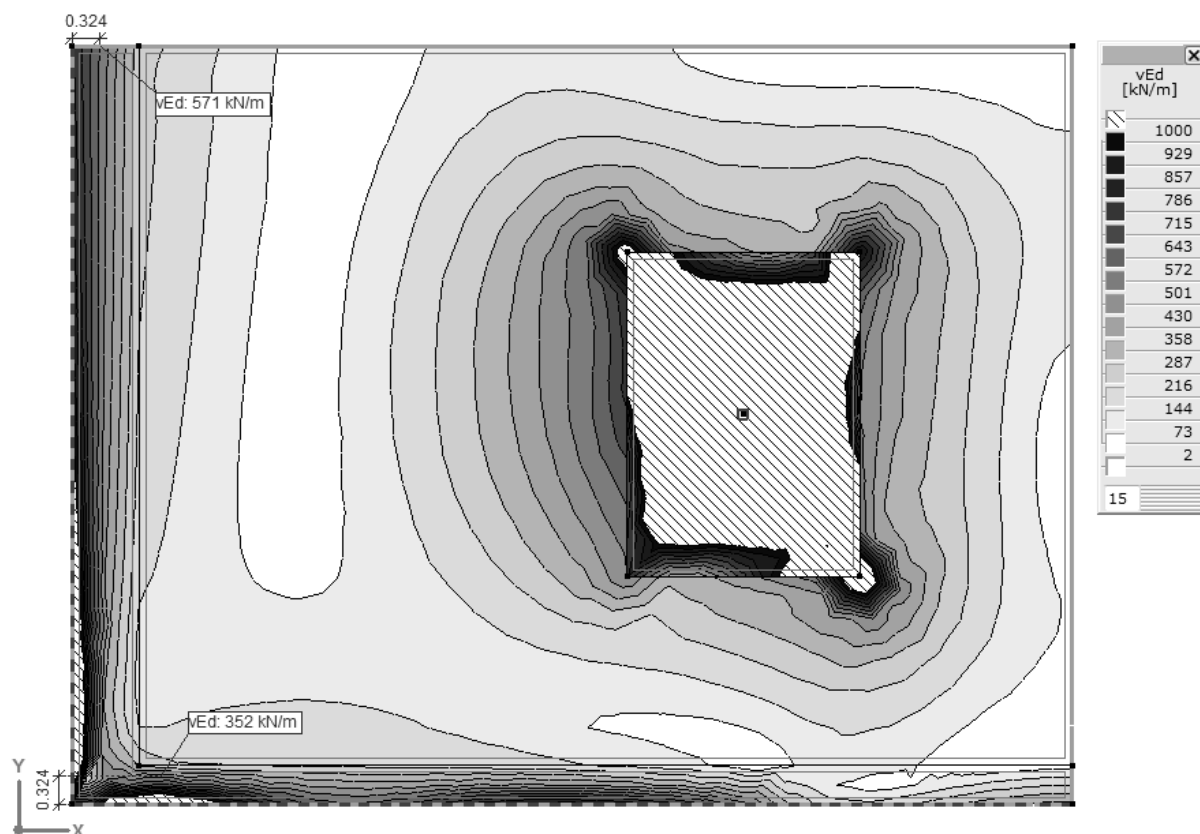
Calcul de la résistance à la flexion**Armature principale**

Diamètre	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Écartement	$s = 100 \text{ mm}$
Section de l'acier	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur de la zone de contrainte de flexion	$x = 113.4 \text{ mm}$
Hauteur statique	$d = 945.0 \text{ mm}$
Bras de levier des forces internes	$z = 896.8 \text{ mm}$
Taux d'armature	$\rho = 0.75 \%$
Résistance à la flexion	$m_{Rd} = 3'803 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 3'803 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 3'150 \text{ kNm/m}$$

4.3.6 Sécurité structurale sous contrainte**Sécurité structurale sous contrainte le long des murs extérieurs****Effort tranchant déterminant**

L'effort tranchant déterminant se situe à une distance de $a = d_v / 2 = 348 / 2 = 174 \text{ mm}$ du bord de l'appui (ou 324 mm des axes des murs) et vaut au maximum $v_d = 571 \text{ kN/m}$



Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant au niveau des murs extérieurs

Le travail de l'armature de flexion est calculé avec $q_{d,max} (\Phi = 2.0)$. Pour les murs extérieurs, les moments de flexion du radier $m_d (\Phi = 2.0)$ correspondent aux résistances à la flexion des murs extérieurs. La résistance à l'effort tranchant du radier sans armature d'effort tranchant le long des murs extérieurs se calcule comme suit:

Moment de flexion du radier	$m_d (\Phi = 2.0) = 79 \text{ kNm/m} = m_{Rd,mur}$
Résistance à la flexion du radier	$m_{Rd,FP} = 159 \text{ resp. } 165 \text{ kNm/m}$
Travail de l'armature de flexion	$m_d (\Phi = 2.0)/m_{Rd,FP} = 79/159 = 0.50$

Géométrie

Hauteur statique	$d = 348 \text{ mm}$
------------------	----------------------

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Travail de l'armature de flexion	$m_d/m_{Rd} = 0.50$
État de l'armature de flexion	élastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0015$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.66$
Hauteur statique efficace	$d = 348 \text{ mm}$
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 392 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 392 \text{ kN/m} < v_d = 571 \text{ kN/m}$$

Le long des murs extérieurs, une armature d'effort tranchant est requise dans le radier.

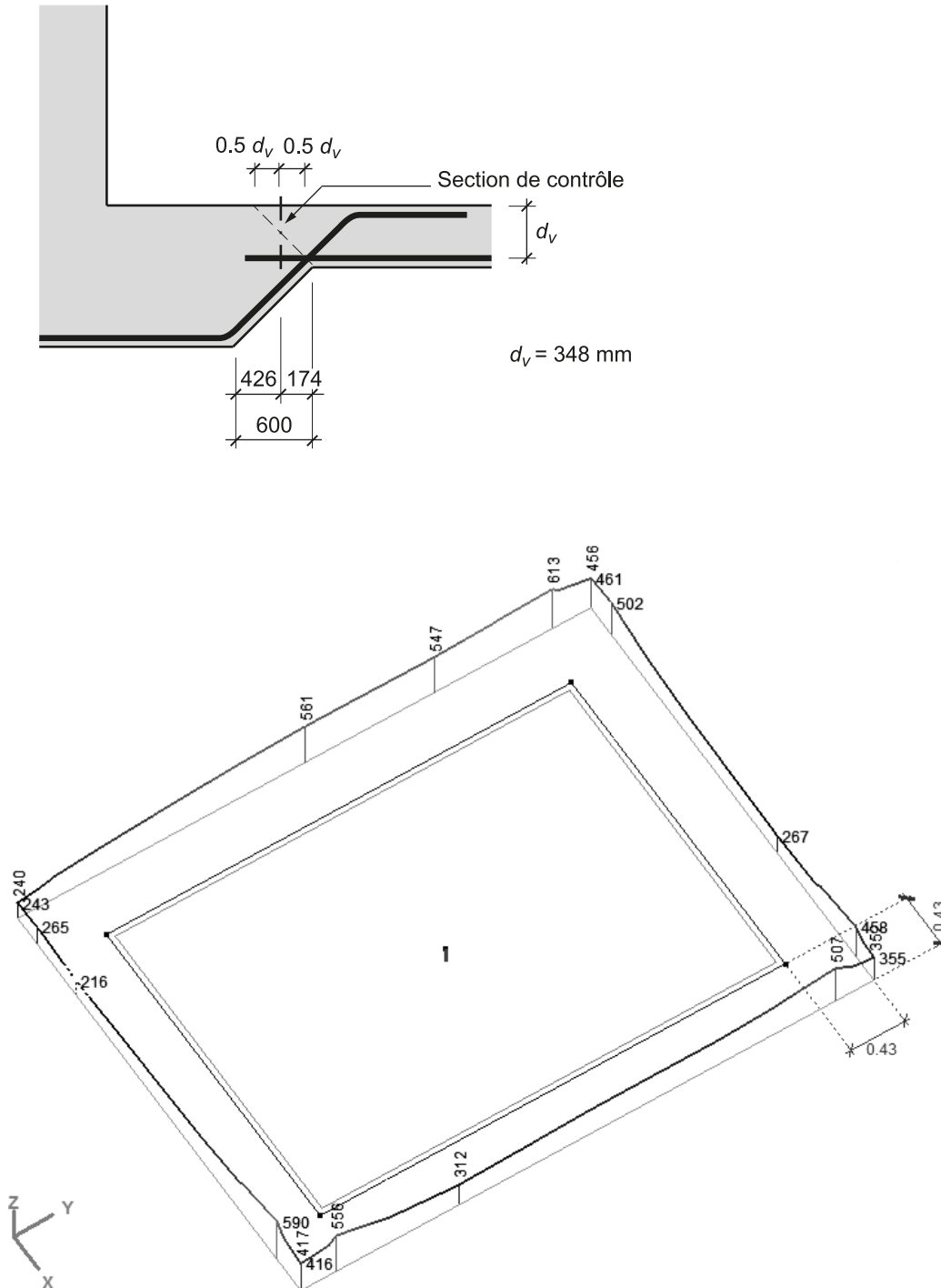
Sécurité structurale sous contrainte en dehors du renfort de fondation

Effort tranchant déterminant

L'effort tranchant déterminant se situe à une distance de $a = 600 - d_v/2$

$a = 600 - 348/2 = 426$ mm du bord de l'appui de la semelle isolée et vaut au maximum

$v_d = 613$ kN/m



Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant

On admet que des déformations plastiques de l'armature de flexion ne peuvent être exclues. La résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant se calcule par conséquent comme suit:

Géométrie

Hauteur statique $d = 348 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.2)

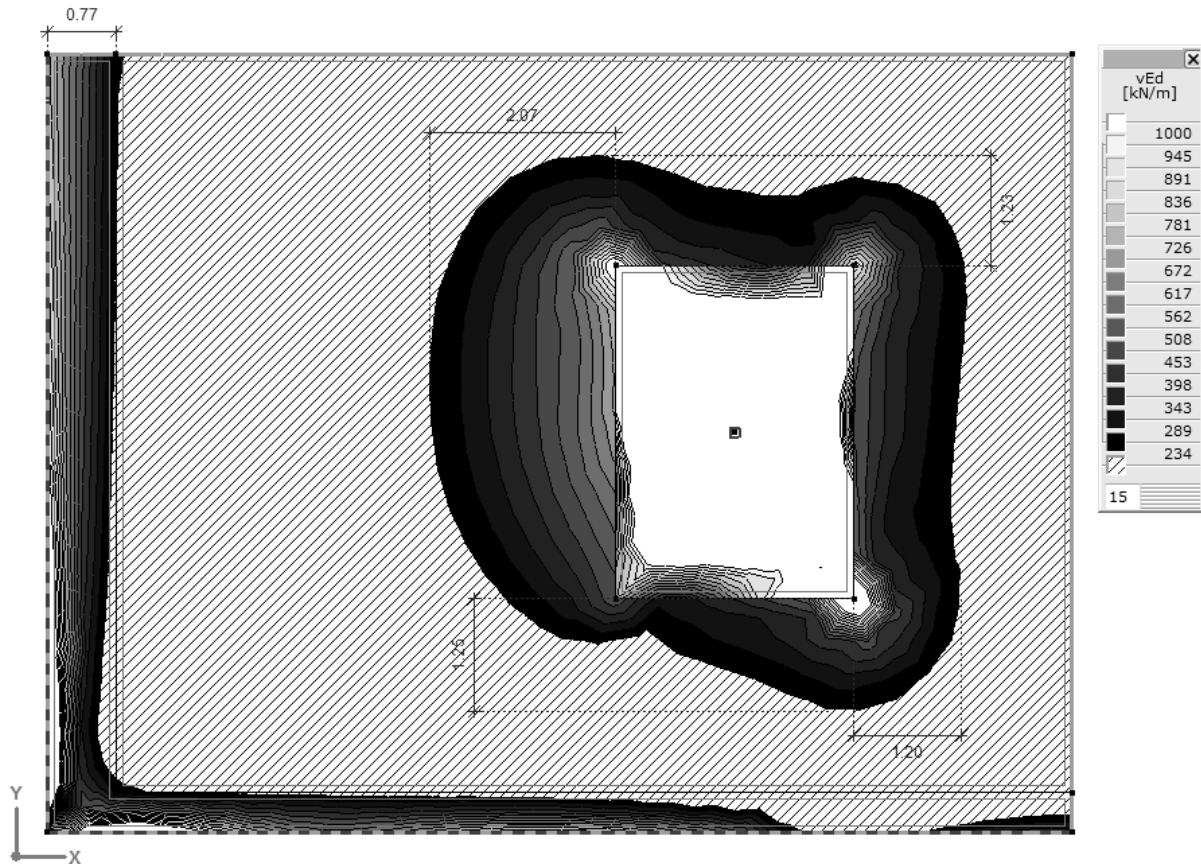
État de l'armature de flexion	plastique
Allongement de l'armature de flexion	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficient de granulométrie maximale	$k_g = 1.00$
Coefficient de résistance à l'effort tranchant	$k_d = 0.40$
Hauteur statique efficace	$d_v = 348 \text{ mm}$
Résistance à l'effort tranchant	$v_{Rd} = 234 \text{ kN/m}$

$v_{Rd} = 234 \text{ kN/m} < v_d = 613 \text{ kN/m}$

La résistance à l'effort tranchant en dehors du renfort de fondation ne peut être vérifiée sans armature d'effort tranchant.

Partie avec armature d'effort tranchant

Dans la partie hachurée, la résistance à l'effort tranchant peut être vérifiée sans armature d'effort tranchant ($v_d < v_{Rd} = 234 \text{ kN/m}$). Dans la partie cotée, le long du bord extérieur de la semelle isolée, la résistance à l'effort tranchant ne peut être satisfaite sans armature d'effort tranchant. Une armature d'effort tranchant est nécessaire.



Vérification de résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$z = 330 \text{ mm}$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$\alpha = 30^\circ$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$\varnothing = 8 \text{ mm}$

Distance perpendiculaire au bord

$s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distance parallèle au bord

$s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$\beta = 0^\circ$

Taux d'armature d'effort tranchant

$\rho_w = 0.22 \%$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$v_{Rd,s} = 766 \text{ kN/m}$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$k_c = 0.55$

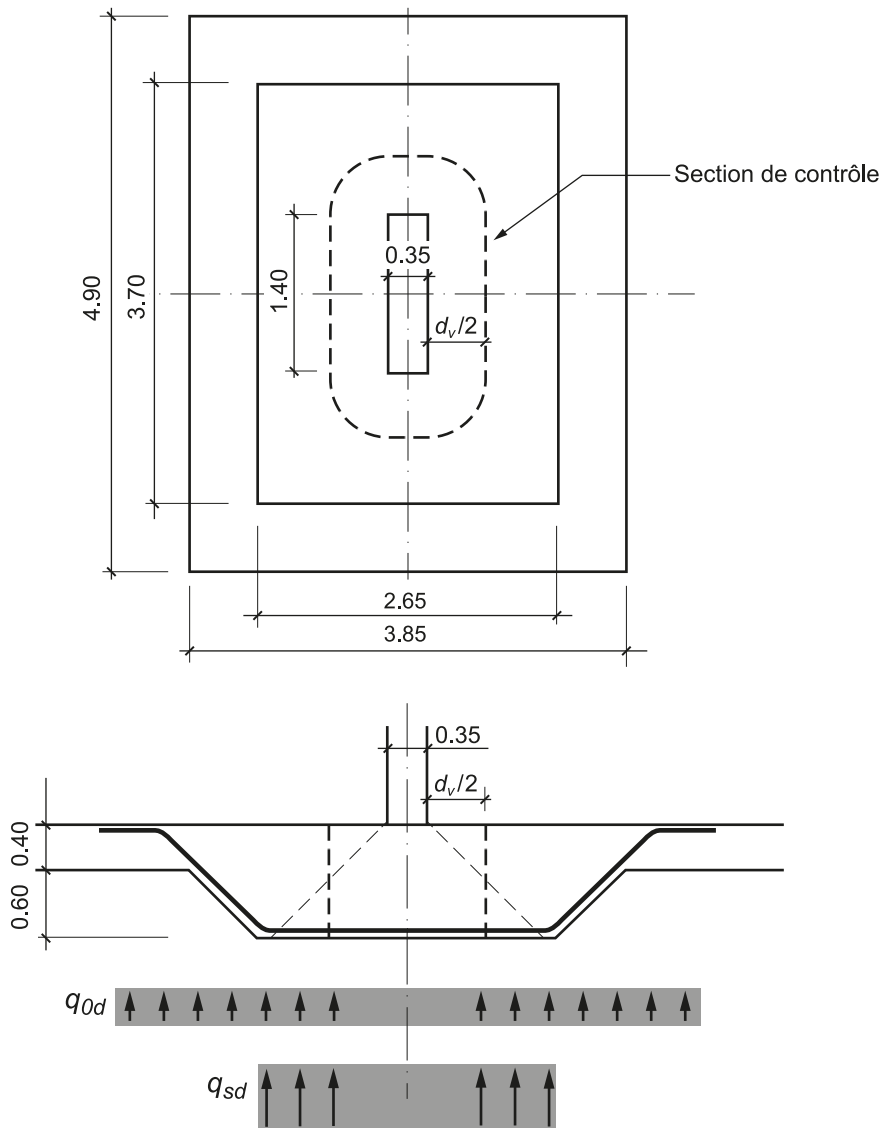
Résistance du champ de compression du béton

$v_{Rd,c} = 3'458 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd,s} = 766 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 3'458 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

4.3.7 Poinçonnement de colonne en béton



Dans cet exemple, le coefficient k_e est fixé à 0.9. Le périmètre de la section de contrôle n'est pas réduit, mais la charge de poinçonnement est augmentée. La vérification de poinçonnement utilise le degré d'approximation 2 selon la norme SIA 262.

Valeur de calcul de la charge de poinçonnement

Surface au sein de la section de contrôle A

$$A = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \frac{d_v}{2} + 2 \cdot a_y \cdot \frac{d_v}{2} + \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2$$

$$A = 350 \cdot 1'400 + 2 \cdot 350 \cdot \frac{930}{2} + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{930}{2} + \pi \left(\frac{930}{2}\right)^2 = 2'796'791 \text{ mm}^2 = 2.80 \text{ m}^2$$

Charge de poinçonnement V_d

$$V_d = N_d - q_{d,max} \cdot A = 13'400 - 713.4 \cdot 2.80 = 11'405 \text{ kN}$$

Choix de l'armature de flexion et calcul des résistances à la flexion

Armature en direction x 2e couche
 Armature en direction y 1re couche

Armature inférieure en direction x

Armature principale $\varnothing = 30$ mm
 $s = 150$ mm
 $a_{s,exist} = 4'712$ mm²/m
 $d_x = 915$ mm
 $m_{Rd} = 2'496$ kNm/m

Armature inférieure en direction y

Armature principale $\varnothing = 30$ mm
 $s = 100$ mm
 $a_{s,exist} = 7'069$ mm²/m
 $d_y = 945$ mm
 $m_{Rd} = 3'804$ kNm/m

La hauteur statique efficace d_v vaut

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{915 + 945}{2} = 930 \text{ mm}$$

Résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement

Périmètre de la section de contrôle u

$$u = 2 \cdot 350 + 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{930}{2} = 6'422 \text{ mm}$$

Périmètre réduit de la section de contrôle u_{red}

$$u_{red} = u \cdot k_e = 6'422 \cdot 0.9 = 5'780 \text{ mm}$$

Diamètre b d'un cercle de même superficie au sein de la section de contrôle

$$b = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{2'796'791 \cdot 4}{\pi}} = 1'887 \text{ mm}$$

Excentricité entre la résultante des forces d'appui et le centre de gravité de la section de contrôle e_u

$$e_u = b \cdot \left(\frac{1}{k_e} - 1 \right) = 1'887 \cdot \left(\frac{1}{0.9} - 1 \right) = 210 \text{ mm}$$

Les composants de l'excentricité en direction x et y sont répartis de manière uniforme

$$e_{u,x} = e_{u,y} = \sqrt{\frac{e_u^2}{2}} = \sqrt{\frac{210^2}{2}} = 149 \text{ mm}$$

Distance r_s entre l'axe de colonne et le bord du radier (= point de moment nul)

$$r_{sx} = \frac{l_x}{2} = \frac{2.65}{2} = 1.325 \text{ m}$$

$$r_{sy} = \frac{l_y}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.850 \text{ m}$$

Largeur représentative b_s des bandes d'appui

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{1.325 \cdot 1.85} = 2.35 \text{ m}$$

Moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui

$$m_{sd_x} = m_{sd_y} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right)$$

$$m_{sd_x} = m_{sd_y} = 10'844 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{149}{2 \cdot 2'350} \right) = 1'786 \text{ kNm/m}$$

Rotations de dalle ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd_x}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.325}{0.92} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'786}{2'496} \right)^{3/2} = 0.0038$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd_y}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.95} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'786}{3'804} \right)^{3/2} = 0.0028$$

Rotation de dalle déterminante $\psi = 0.0038$

Coefficient k_r pour la prise en compte de la taille des éléments de construction, de la rotation de dalle et de la granulométrie maximale

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0038 \cdot 930 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.914$$

Résistance au poinçonnement $V_{Rd,c}$ sans armature de poinçonnement

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c} = 0.914 \cdot 1.7 \cdot 930 \cdot 5'780 \cdot 10^{-3} = 8'354 \text{ kN}$$

La valeur limite pour $V_{Rd,c}$ doit être calculée de façon itérative. La valeur limite est de:

$$V_{Rd,c} = 9'626 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0030 \quad k_r = 1.053$$

$$V_{Rd,c} = 9'626 \text{ kN} < V_d = 11'405 \text{ kN}$$

La vérification de poinçonnement ne peut être assurée en l'absence d'armature de poinçonnement.

Résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement

La résistance au poinçonnement avec armature de poinçonnement est limitée par la première diagonale de compression en béton adjacente à la surface d'appui.

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$$

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 0.914 \cdot 1.7 \cdot 930 \cdot 5'780 \cdot 10^{-3} = 16'707 \text{ kN}$$

Après calcul itératif, la valeur limite pour $V_{Rd,c,max}$ vaut:

$$V_{Rd,c,max} = 13'892 \text{ kN} \quad \text{Rotation de dalle } \psi = 0.0052 \quad k_r = 0.760$$

Valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{d,s}$ de l'armature de poinçonnement

$$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \geq \frac{V_d}{2}$$

$$V_{d,s} = 11'405 - 8'354 = 3'051 \text{ kN} < \frac{11'405}{2} = 5'703 \text{ kN}$$

$$V_{d,s} = 5'703 \text{ kN}$$

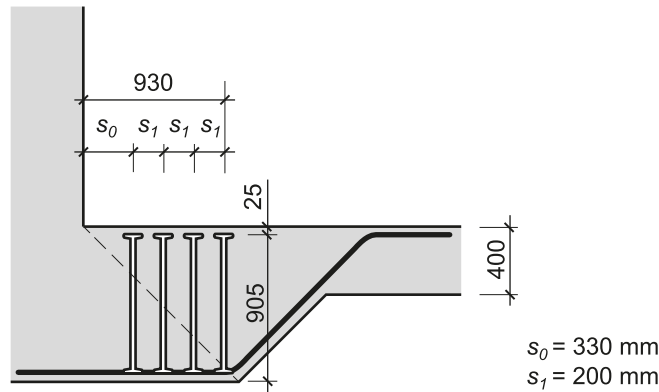
16 tiges de poinçonnement avec éléments d'armature agencées de manière radiale sont sélectionnées.

Diamètre: $\varnothing_{sw} = 30 \text{ mm}$

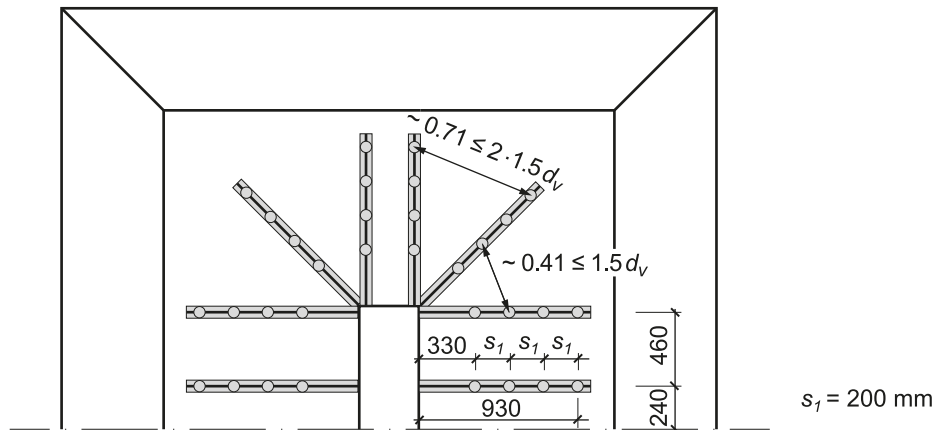
Distance radiale: $s_1 = 200 \text{ mm} \leq 200 + \frac{d}{6} = 355 \text{ mm}$

Distance du bord: $s_0 = 330 \text{ mm}$

Nombre d'éléments d'armature à une distance de $0.35d_v$ et d_v de la surface d'appui



$$n = 4 \cdot 16 = 64$$



Valeur de calcul de la contrainte σ_{sd} dans l'armature de poinçonnement

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right) = \frac{205'000 \cdot 0.0038}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{930}{30} \right) = 159 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de l'armature de poinçonnement $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta$$

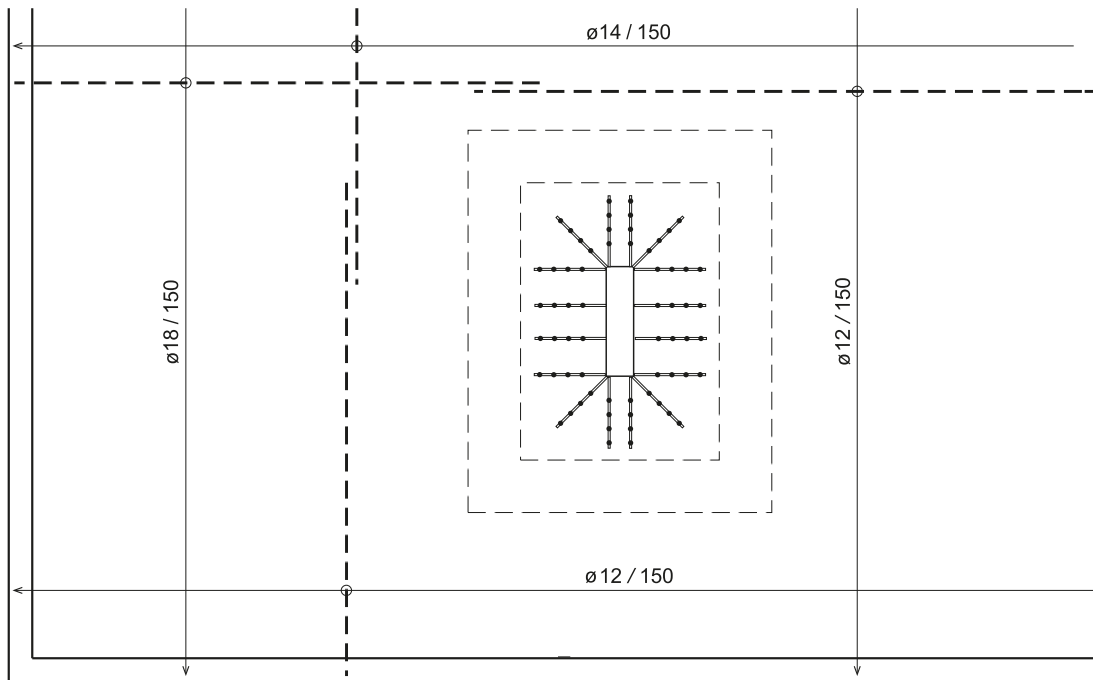
$$V_{Rd,s} = 64 \cdot \pi \cdot \frac{30^2}{4} \cdot 0.9 \cdot 159 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 6'474 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 6'474 \text{ kN} > V_{d,s} = 5'703 \text{ kN}$$

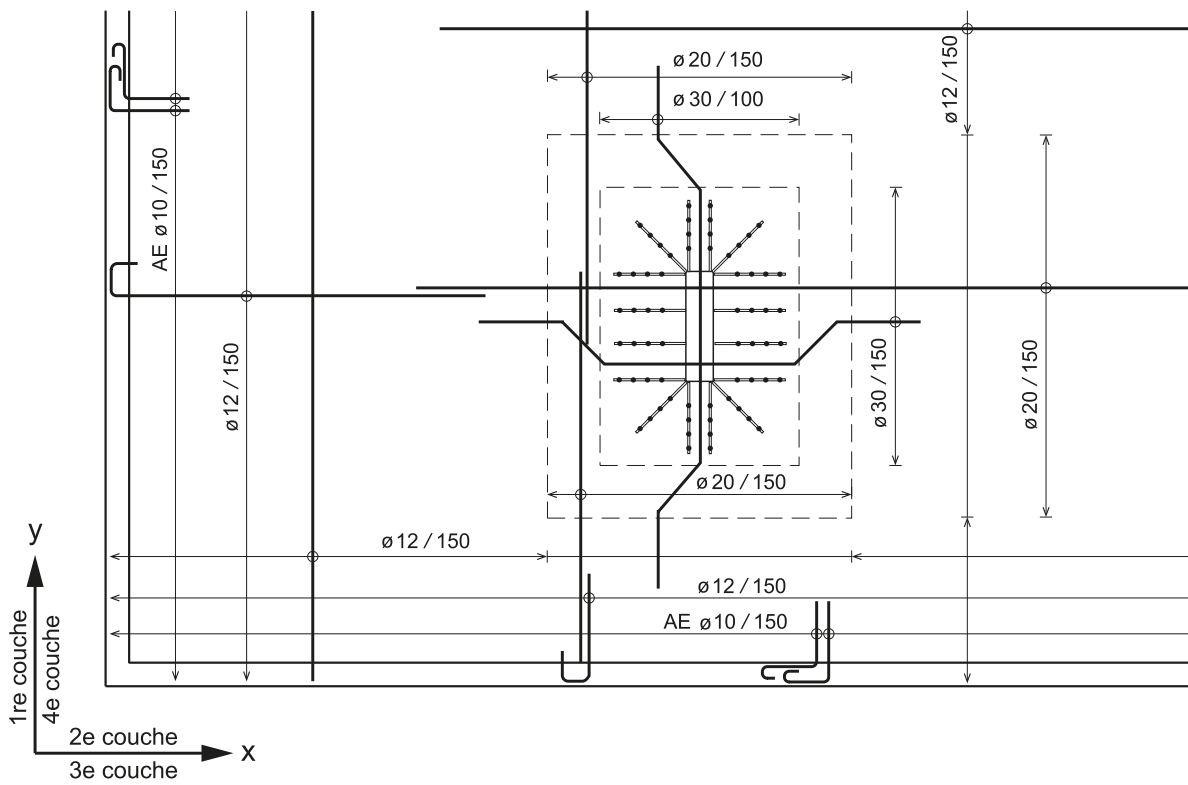
En dehors du renfort de fondation, une vérification de résistance à l'effort tranchant a été menée au chapitre 4.3.6.

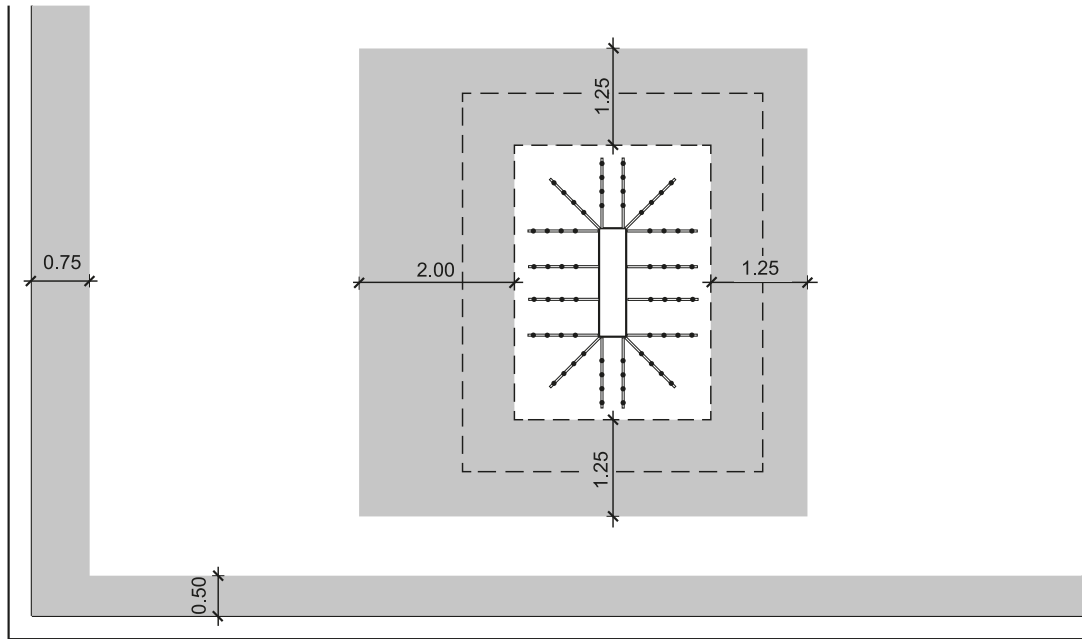
4.3.8 Croquis d'armature

Armature supérieure



Armature inférieure





■ Partie avec armature d'effort tranchant $\varnothing 8$ $s=150/150$

4.4 Murs extérieurs en contact avec le terrain

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés comme des dalles porteuses dans une direction.

4.4.1 Valeur de calcul des actions

Les murs extérieurs en contact avec le sol sont dimensionnés conformément au chap. 6.5.1, ITC 2017.

Hypothèses pour le sol de fondation:

Angle de frottement

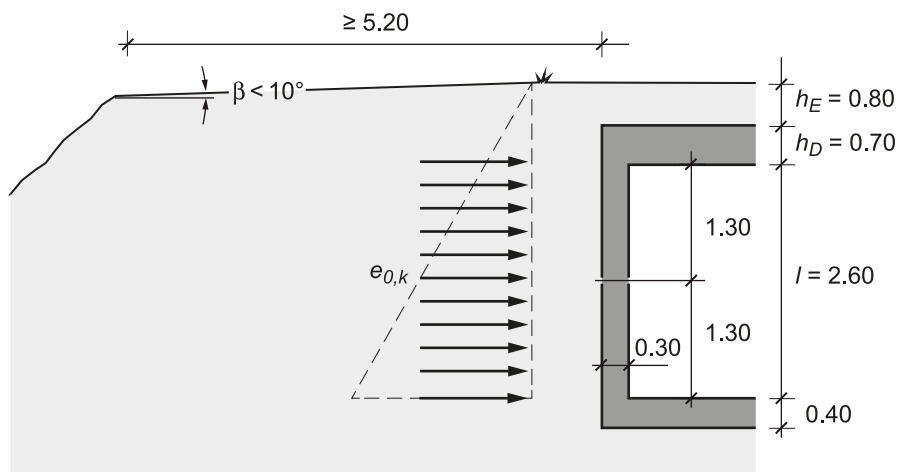
$$\varphi = 30^\circ$$

Poids de pièce humide

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

Coefficient de pression du terrain au repos

$$K_0 = 0.5$$



Pression du terrain au repos au centre du mur

$$e_{0,k} = K_0 \cdot \left(h_E \cdot h_D + \frac{l}{2} \right) \cdot \gamma$$

$$e_{0,k} = 0.5 \cdot \left(0.8 + 0.7 + \frac{2.60}{2} \right) \cdot 21 = 29.4 \text{ kN/m}^2$$

Conformément à la figure 22, ITC 2017, l'action due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain vaut

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{a}{l} = 100 + 340 \cdot \frac{0}{2.60} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Valeur de calcul de l'action

$$q_d = e_{0,k} + \Phi \cdot q_k$$

$$q_d = 29.4 + 1.2 \cdot 100 = 149.4 \text{ kN/m}^2$$

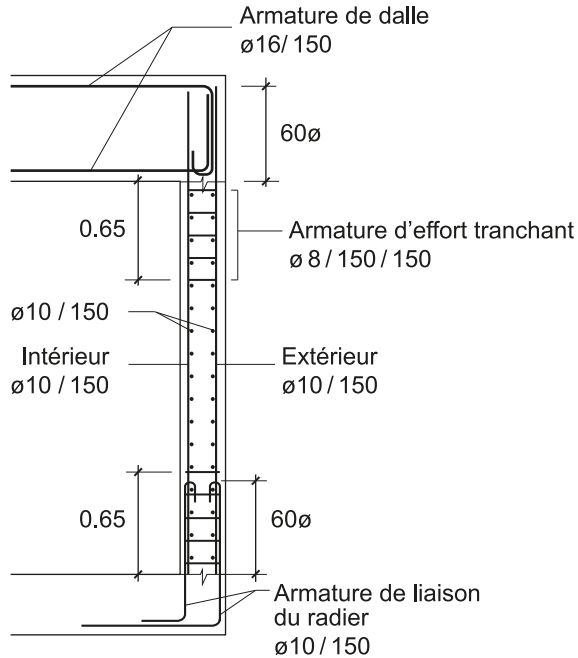
4.4.2 Armature

Armature minimale de la zone de traction

$$a_s = 0.18 \% \cdot 270 \cdot 1'000 = 486 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ø}10/150$$

Armature minimale de la zone de compression

$$a_s = 0.10 \% \cdot 270 \cdot 1'000 = 260 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ø}10/150$$



4.4.3 Résistances à la flexion

Indice	Emplacement	Armature	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	champ direction x	ø10/150	524	270	0.19	84
x1-	radier	ø10/150	524	255	0.21	79
x2-	dalle	ø10/150	524	255	0.21	79

4.4.4 Sécurité structurale en flexion

Charge ultime en flexion

$$q_{Rd} = \frac{8}{L_x^2} \cdot \left(m_{xRd}^+ + \frac{m_{xRd1}^- + m_{xRd2}^-}{2} \right) = \frac{8}{2.6^2} \cdot \left(84 + \frac{79 + 79}{2} \right) = 192.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 192.9 \text{ kN/m}^2 > q_d = 149.4 \text{ kN/m}^2$$

4.4.5 Sécurité structurale sous contrainte de cisaillement

Vérification avec la charge ultime en flexion du mur

$$q_{Rd} = 192.9 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur statique efficace pour le calcul de la résistance aux efforts tranchants:

$$d_v = 255 \text{ mm}$$

Effort tranchant le long du côté long (y):

$$v_{yd} = q_{Rd} \cdot \frac{(l_x - d_v)}{2}$$

$$v_{yd} = 192.9 \cdot \frac{(2.6 - 0.255)}{2} = 226.2 \text{ kN/m}$$

Vérification de résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant est calculée avec un bras de levier des forces internes de $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 255 = 242 \text{ mm}$ et une inclinaison du champ de compression de $\alpha = 30^\circ$.

Géométrie

Bras de levier des forces internes

$$z = 242 \text{ mm}$$

Résistance à l'effort tranchant avec armature d'effort tranchant (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinaison du champ de compression

$$\alpha = 30^\circ$$

Armature d'effort tranchant

Diamètre

$$\varnothing = 8 \text{ mm}$$

Distance perpendiculaire au bord

$$s_{\perp} = 150 \text{ mm}$$

Distance parallèle au bord

$$s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$$

Inclinaison de l'armature d'effort tranchant

$$\beta = 0^\circ$$

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = 0.22 \%$$

Résistance de l'armature d'effort tranchant

$$v_{Rd,s} = 562 \text{ kN/m}$$

Coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton

$$k_c = 0.55$$

Résistance du champ de compression du béton

$$v_{Rd,c} = 2'536 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,s} = 562 \text{ kN/m} > v_{yd} = 226.2 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 2'536 \text{ kN/m} > v_{yd} = 226.2 \text{ kN/m}$$

Une armature d'effort tranchant est requise le long des bords longs de la dalle.

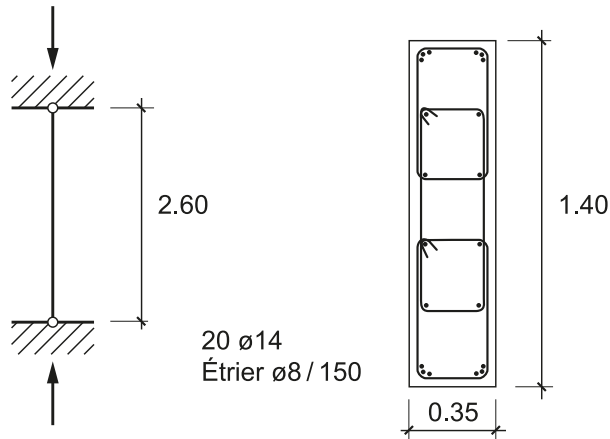
Largeur de la bande avec armature d'effort tranchant:

$$b_s = \max(2 \cdot d_v, l_x/4) = 2.60 / 4 = 0.65 \text{ m}$$

4.5 Colonne en béton

4.5.1 Valeur de calcul de l'effort normal

$$N_d = 13'400 \text{ kN}$$



Taux d'armature:

$$A_s = 20 \cdot 154 = 3'080 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 350 \cdot 1'400 = 490'000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / A_c = 3'080 / 490'000 \cdot 100 = 0.63 \% > \rho_{min} = 0.6 \%$$

4.5.2 Vérification de la sécurité structurale

$$l_{cr} = 2'600 \text{ mm}$$

$$\alpha_i = \frac{0.01}{\sqrt{l}} = \frac{0.01}{\sqrt{2.6}} = 0.006 > 0.005$$

$$\alpha_i = 0.005$$

$$e_{0d} = \alpha_i \cdot \frac{l_{cr}}{2} \geq \frac{d}{30}$$

$$e_{0d} = 0.005 \cdot \frac{2'600}{2} = 6.5 \text{ mm} < \frac{350 - 25 - 8 - \frac{14}{2}}{30}$$

$$e_{0d} = 10.3 \text{ mm}$$

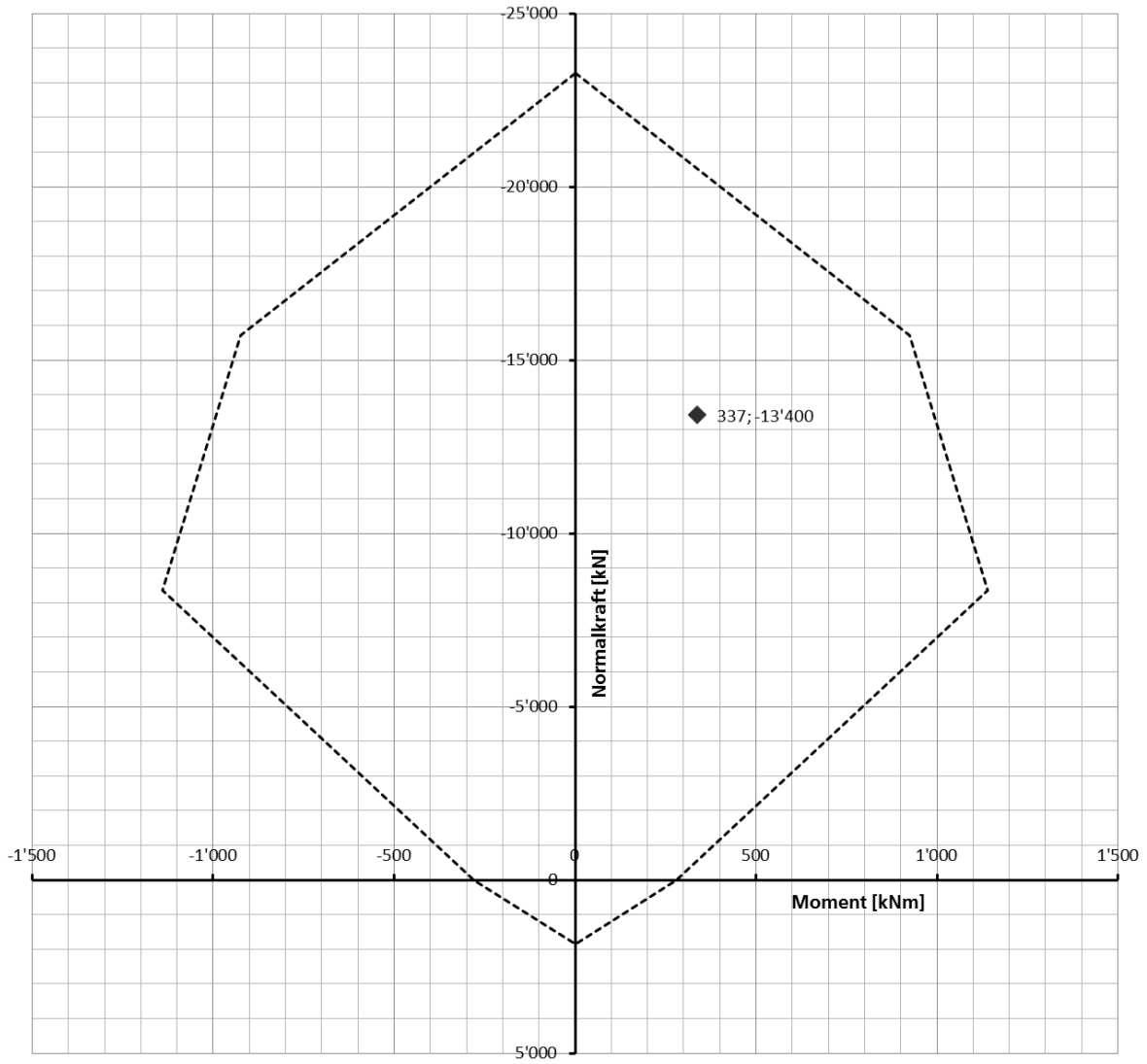
$$\chi_d \approx \frac{2 \cdot f_{sd}}{E_s \cdot (d - d')} = \frac{2 \cdot 600}{205'000 \cdot (310 - 40)} = 2.17 \cdot 10^{-5}$$

$$e_{2d} = \chi_d \frac{l_{cr}^2}{c} = 2.17 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{2'600^2}{\pi^2} = 14.9 \text{ mm}$$

$$e_d = e_{0d} + e_{2d} = 10.3 + 14.9 = 25.2 \text{ mm}$$

$$M_d = N_d \cdot e_d = 13'400 \cdot 25.2 \cdot 10^{-3} = 337 \text{ kNm}$$

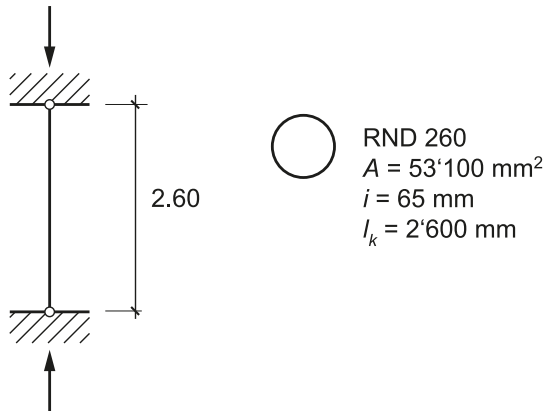
Diagramme d'interaction M-N simplifié



4.6 Colonne en acier

4.6.1 Valeur de calcul de l'effort normal

$$N_d = 13'400 \text{ kN}$$



4.6.2 Vérification de la sécurité structurale

$$\lambda_K = \frac{L_K}{i} = \frac{2'600}{65} = 40$$

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = \pi \sqrt{\frac{210'000}{1.3 \cdot 295}} = 73.5$$

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_K}{\lambda_E} = \frac{40}{75.9} = 0.544$$

$$\alpha_K = 0.49 \quad \text{Courbe de flambage c}$$

$$\Phi_K = 0.5 \cdot [1 + \alpha_K \cdot (\bar{\lambda}_K - 0.2) + \bar{\lambda}_K^2]$$

$$\Phi_K = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (0.544 - 0.2) + 0.544^2] = 0.732$$

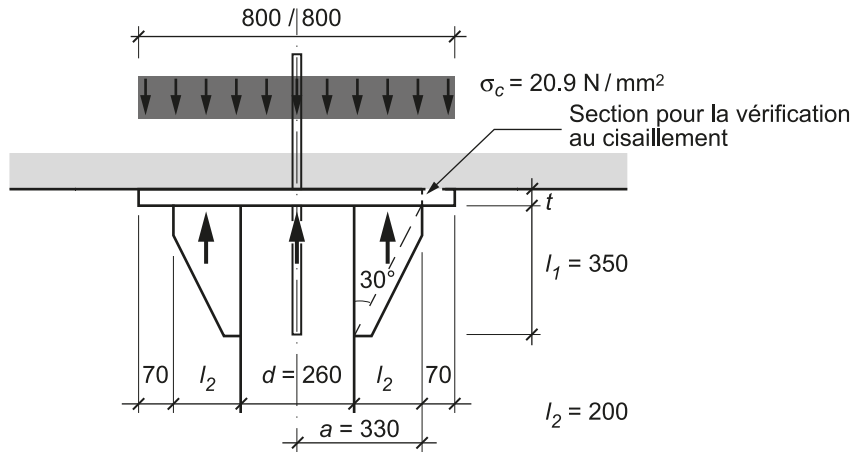
$$\chi_K = \frac{1}{\Phi_K + \sqrt{\Phi_K^2 - \bar{\lambda}_K^2}} = \frac{1}{0.732 + \sqrt{0.732^2 - 0.544^2}} = 0.818$$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_{yd} \cdot A$$

$$N_{K,Rd} = 0.818 \cdot 1.3 \cdot 275 \cdot 53'100 \cdot 10^{-3} = 15'537 \text{ kN}$$

$$N_{K,Rd} = 15'537 \text{ kN} > N_d = 13'400 \text{ kN}$$

4.6.3 Tête de colonne



Plaque de tête

Longueur = largeur = 800 mm

Compression du béton

$$\sigma_c = \frac{N_d}{A} = \frac{13'400 \cdot 10^3}{800^2} = 20.9 \text{ N/mm}^2$$

Introduction des forces

- dans la colonne

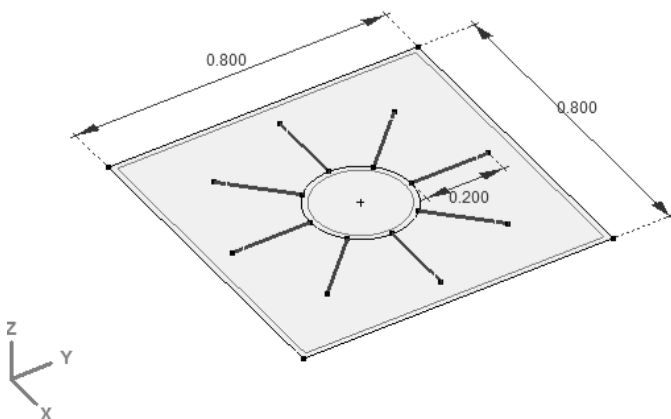
$$F_{d,raidisseur} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_c = \frac{\pi \cdot 260^2}{4} \cdot 20.9 \cdot 10^{-3} = 1'110 \text{ kN}$$

- dans les raidisseurs, 8 pièces

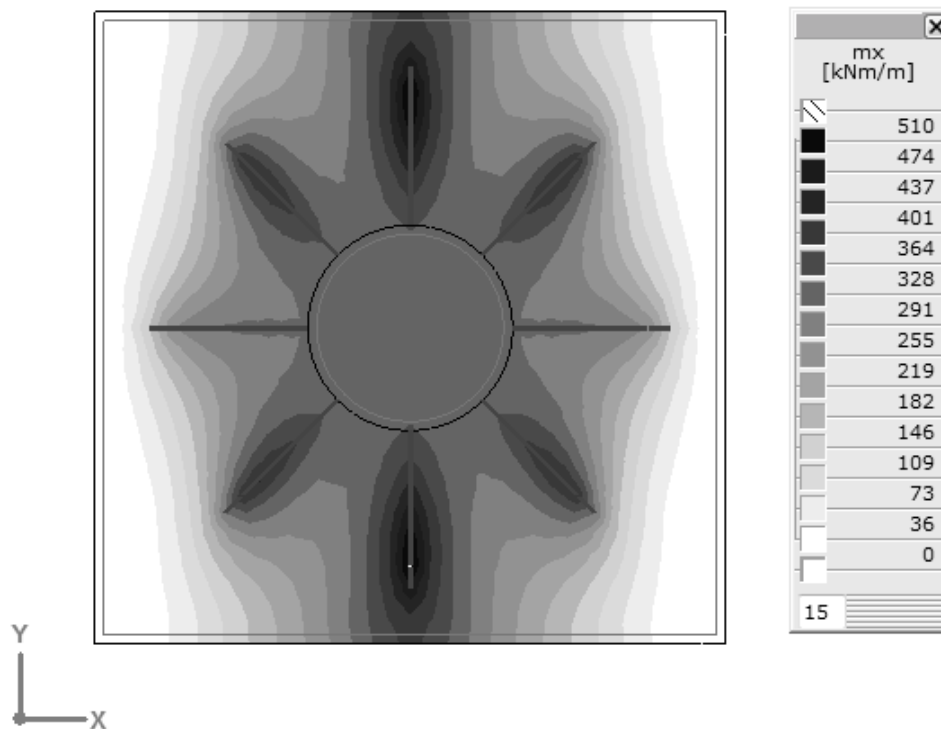
$$F_{d,raidisseur} = \frac{N_d - F_{raidisseur}}{8} = \frac{13'400 - 1'110}{8} = 1'536 \text{ kN}$$

Détermination de l'épaisseur de la plaque de tête

La sollicitation de la plaque de tête est calculée à l'aide d'un modèle EF. La plaque de tête est modélisée comme un élément de coque reposant verticalement et de façon rigide sur 8 appuis linéaires. La compression du béton s'applique sur la plaque d'acier sous la forme d'une charge détendue. La part de charge qui est directement dirigée dans la colonne n'est pas introduite.



Moments de flexion



Avec une épaisseur de plaque de tête $t = 70$ mm

Résistance à la flexion

$$m_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = \frac{t^2}{4} \cdot f_{yd} = \frac{70^2}{4} \cdot 1.3 \cdot 325 \cdot 10^{-3} = 517 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd} = 517 \text{ kNm/m} > m_d = 510 \text{ kNm/m}$$

Résistance au cisaillement

$$V_d = N_d - a^2 \cdot \pi \cdot \sigma_c = 13'400 - 0.33^2 \cdot \pi \cdot 20.9 \cdot 10^3 = 6'250 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \tau_{yd} \cdot 2 \cdot a \cdot \pi \cdot t = \frac{1.3 \cdot 325}{\sqrt{3}} \cdot 2 \cdot 330 \cdot \pi \cdot 70 \cdot 10^{-3} = 35'404 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 35'404 \text{ kN} > V_d = 6'250 \text{ kN}$$

Raidisseurs

Liaison à la colonne

$$t = 20 \text{ mm}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_{yd} = \frac{F_{d,raidisseur}}{l_1 \cdot t} = \frac{1'536 \cdot 10^3}{350 \cdot 20} = 219 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{1.3 \cdot 345}{\sqrt{3}} = 259 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 259 \text{ N/mm}^2 > \tau_d = 219 \text{ N/mm}^2$$

Soudure d'angle $a = 10 \text{ mm} < a_{max} = 0.7 \cdot t = 14 \text{ mm}$

$l_1 = 350 \text{ mm}$

Résistance ultime dans la section radulaire

$$F_{Rd} = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot f_{uE}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 350 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot 510 \cdot 10^{-3} = 2'784 \text{ kN}$$

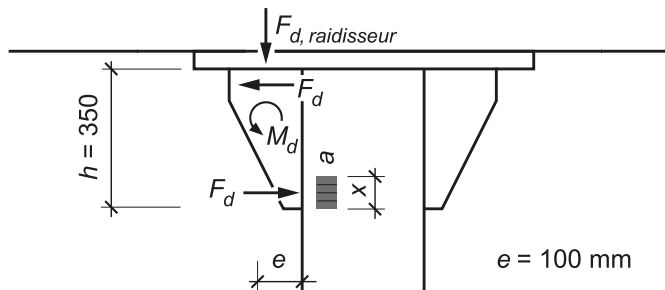
$$F_{Rd} = 2'784 \text{ kN} > F_{d,raidisseur} = 1'536 \text{ kN}$$

Résistance ultime dans la section de jambe

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot f_{yd}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 10 \cdot 350 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot 345 \cdot 10^{-3} = 3'552 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 3'552 \text{ kN} > F_{d,raidisseur} = 1'536 \text{ kN}$$



L'excentricité génère un moment qui est repris avec un couple de forces.

$$M_d = F_{d,raidisseur} \cdot e = 1'536 \cdot 0.1 = 153.6 \text{ kNm}$$

Hypothèse $x = 60 \text{ mm}$

$$F_d = \frac{M_d}{h - \frac{x}{2}} = \frac{153.6}{0.35 - \frac{0.06}{2}} = 480 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{F_d}{x \cdot t} = \frac{480 \cdot 10^3}{60 \cdot 20} = 400 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 1.3 \cdot 345 = 448 \text{ N/mm}^2$$

Soudure d'angle $a = 6 \text{ mm} < a_{max} = 0.7 \cdot t = 14 \text{ mm}$

$l_1 = 200 \text{ mm}$

Résistance ultime dans la section radulaire

$$F_{Rd} = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot f_{uE}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot 510 \cdot 10^{-3} = 955 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 955 \text{ kN} > F_d = 480 \text{ kN}$$

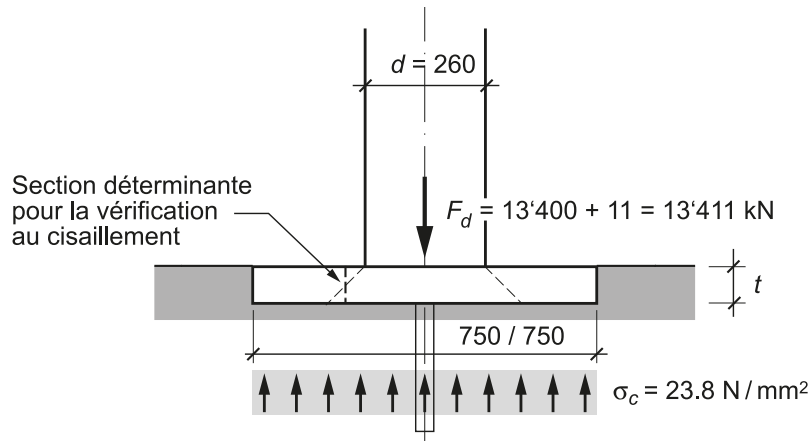
Résistance ultime dans la section de jambe

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot f_{yd}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 6 \cdot 200 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot 345 \cdot 10^{-3} = 1'218 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 1'218 \text{ kN} > F_d = 480 \text{ kN}$$

4.6.4 Plaque de pied

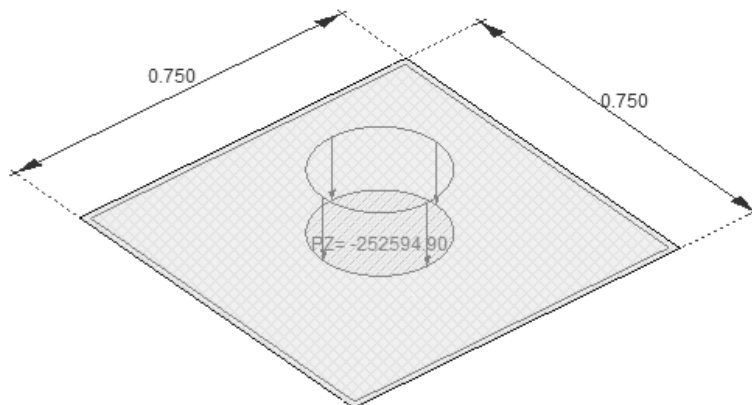


$$F_d = 13'400 + 11 = 13'411 \text{ kN}$$

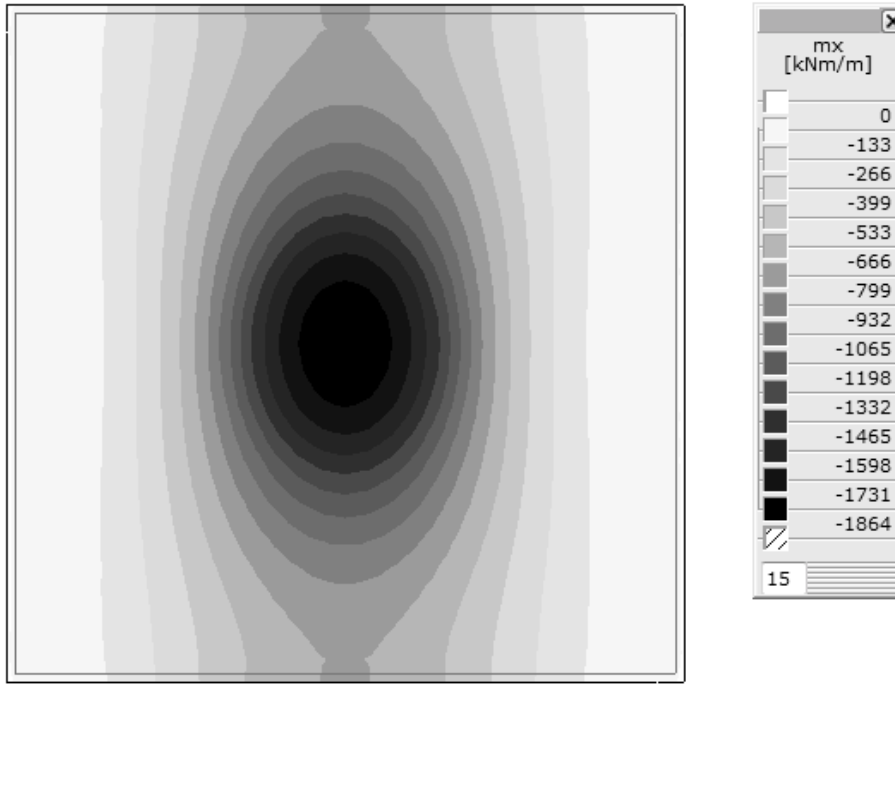
$$\sigma_c = \frac{F_d}{A} = \frac{13'411 \cdot 10^3}{750^2} = 23.8 \text{ N/mm}^2$$

La plaque de pied est dimensionnée à l'aide d'un modèle EF. La plaque d'acier est modélisée comme un élément de coque. La charge de la colonne s'applique sur la plaque d'acier sous la forme d'une charge détendue.

$$f_d = \frac{F_d}{A} = \frac{13'411}{\pi \frac{0.26^2}{4}} = 252'594.9 \text{ kN/m}^2$$



Moments de flexion



Résistance à la flexion

Avec plaque de pied $t = 140$ mm

$$m_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = \frac{t^2}{4} \cdot f_{yd} = \frac{140^2}{4} \cdot 1.3 \cdot 295 \cdot 10^{-3} = 1'879 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd} = 1'879 \text{ kNm/m} > m_d = 1'864 \text{ kNm/m}$$

Résistance au cisaillement

$$V_d = F_d - \sigma_c \cdot (d + t)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 13'411 - 23.8 \cdot 10^{-3} \cdot (260 + 140)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 10'415 \text{ kN}$$

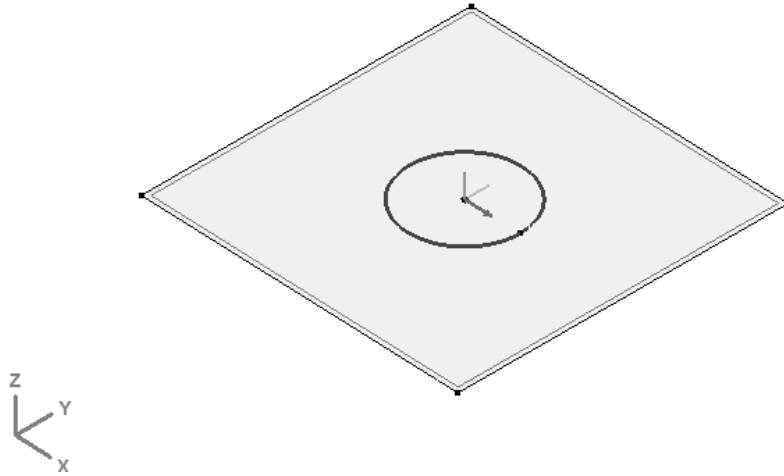
$$V_{Rd} = \tau_{yd} \cdot (d + t) \cdot \pi \cdot t = \frac{1.3 \cdot 295}{\sqrt{3}} \cdot (260 + 140) \cdot \pi \cdot 140 \cdot 10^{-3} = 38'953 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 38'953 \text{ kN} > V_d = 10'415 \text{ kN}$$

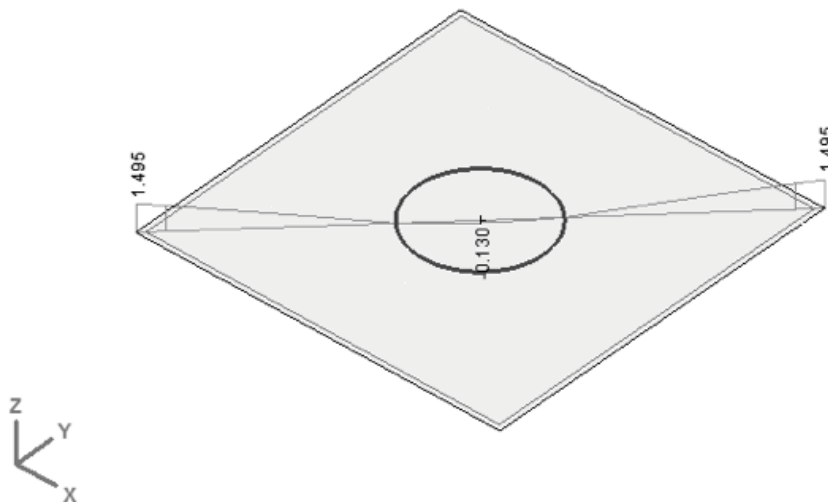
Déformations

Les déformations sont calculées à l'aide d'un programme EF. La valeur w_{zul} ne doit pas être dépassée (hypothèse).

$$w_{zul} = \frac{2 \cdot l}{500}$$



La plaque d'acier est modélisée comme un élément de coque reposant verticalement et de façon rigide sur un appui linéaire, sur le bord extérieur de la colonne. Les forces de réaction sous la plaque d'acier s'appliquent à celle-ci sous la forme d'une charge détendue.



$$w_{zul} = \frac{2 \cdot l}{500} = \frac{2 \cdot 400}{500} = 1.6 \text{ mm}$$

$$w = 1.5 \text{ mm} < w_{zul} = 1.6 \text{ mm}$$