



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Dipartimento federale della difesa,
della protezione della popolazione e dello sport DDPS

Ufficio federale della protezione della popolazione
UFPP
Infrastruttura

ITC 2017 - Esempi

Esempi relativi alla costruzione e al
dimensionamento delle costruzioni di protezione
secondo ITC 2017

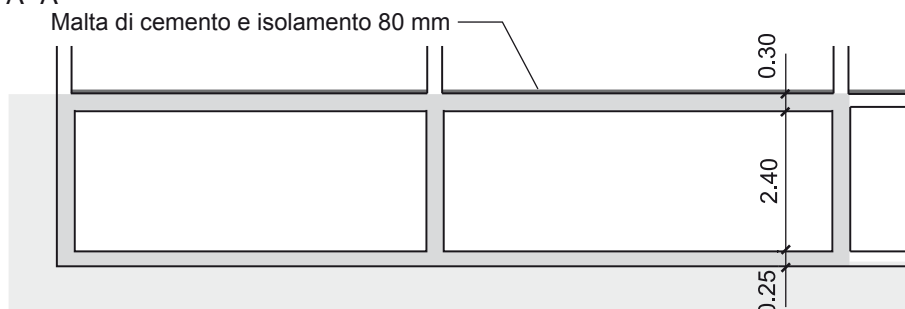
Indice

1	Costruzione di protezione con 100 posti protetti	1
1.1	Scopo dell'esempio	1
1.2	Basi	1
1.2.1	Dimensioni	1
1.2.2	Materiali	2
1.2.3	Terreno di fondazione	2
1.3	Soletta dello scomparto 1	2
1.3.1	Valore di dimensionamento delle azioni	2
1.3.2	Armatura	3
1.3.3	Resistenze ultime alla flessione	4
1.3.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	4
1.3.5	Resistenza ultima a taglio	5
1.4	Soletta dello scomparto 2	6
1.4.1	Valore di dimensionamento delle azioni	6
1.4.2	Armatura	6
1.4.3	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	7
1.4.4	Resistenza ultima a taglio	8
1.5	Appoggio sostitutivo 1	10
1.5.1	Valore di dimensionamento delle azioni	10
1.5.2	Dimensioni di taglio sul sistema elastico	11
1.5.3	Armatura	12
1.5.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	12
1.5.5	Resistenza ultima a taglio	14
1.6	Pareti perimetrali interrate	16
1.6.1	Valore di dimensionamento delle azioni	16
1.6.2	Armatura	16
1.6.3	Resistenze ultime alla flessione	16
1.6.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	17
1.6.5	Resistenza ultima a taglio	17
1.7	Pareti perimetrali verso cantinati non protetti	18
1.7.1	Valore di dimensionamento delle azioni	18
1.7.2	Armatura	18
1.7.3	Resistenze ultime alla flessione	18
1.7.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	18
1.7.5	Resistenza ultima a taglio	19

1.8	Platea scomparto 1	21
1.8.1	Valore di dimensionamento delle azioni	21
1.8.2	Armatura	22
1.8.3	Resistenze ultime alla flessione	22
1.8.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	23
1.8.5	Resistenza ultima a taglio	23
1.9	Platea scomparto 2	24
2	Costruzione di protezione con angolo rientrante	25
2.1	Scopo dell'esempio	25
2.2	Basi	25
2.2.1	Dimensioni	25
2.2.2	Materiali	26
2.3	Ipotesi delle armature a flessione	26
2.3.1	Soletta	26
2.3.2	Componenti adiacenti	26
2.4	Dimensionamento della soletta	27
2.4.1	Valore di dimensionamento delle azioni	27
2.4.2	Modello statico	28
2.4.3	Tipi di carico	29
2.4.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	30
2.4.5	Resistenza ultima a taglio	35
2.4.6	Sicurezza strutturale del punzonamento	39
2.4.7	Disegno dell'armatura	44
3	Costruzione di protezione di un'abitazione	45
3.1	Scopo dell'esempio	45
3.2	Basi	45
3.2.1	Dimensioni	45
3.2.2	Componenti dimensionati	46
3.2.3	Materiali	47
3.2.4	Terreno di fondazione	47
3.3	Campo della soletta 1	47
3.3.1	Valore di dimensionamento delle azioni	47
3.3.2	Armatura	48
3.3.3	Resistenze ultime alla flessione	48
3.3.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	48
3.3.5	Resistenza ultima a taglio	49

3.4	Campo della soletta 2	50
3.4.1	Valore di dimensionamento delle azioni	50
3.4.2	Modello statico	50
3.4.3	Tipi di carico	51
3.4.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	52
3.4.5	Armatura	56
3.4.6	Resistenza ultima a taglio	56
3.5	Appoggio sostitutivo A	59
3.5.1	Valore di dimensionamento delle azioni	59
3.5.2	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	59
3.5.3	Resistenza ultima a taglio	60
3.6	Campi delle platee 1 e 2	61
3.6.1	Valore di dimensionamento delle azioni	61
3.6.2	Carichi dell'edificio sovrastante per utilizzo in tempi di pace	61
3.6.3	Armatura	62
3.6.4	Resistenze ultime alla flessione	63
3.6.5	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	63
3.6.6	Resistenza ultima a taglio	63
3.7	Appoggio sostitutivo B nella platea	65
3.7.1	Verifica della sicurezza strutturale	65
3.7.2	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	66
3.7.3	Resistenza ultima a taglio	67
3.8	Pareti perimetrali interrate	68
3.8.1	Valore di dimensionamento delle azioni	68
3.8.2	Armatura	69
3.8.3	Resistenze ultime alla flessione	69
3.8.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	69
3.8.5	Resistenza ultima a taglio	69
4	Costruzione di protezione nel garage sotterraneo	71
4.1	Basi	71
4.1.1	Dimensioni	71
4.1.2	Descrizione dei componenti portanti	72
4.1.3	Materiali	73
4.1.4	Terreno di fondazione	73
4.2	Soletta su appoggio puntuale	74
4.2.1	Valore di dimensionamento delle azioni	74
4.2.2	Altezze statiche e armatura minima	74
4.2.3	Modello statico	75
4.2.4	Tipi di carico	76
4.2.5	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	77
4.2.6	Resistenza ultima a taglio	86
4.2.7	Punzonamento pilastro in calcestruzzo	87
4.2.8	Punzonamento pilastro in acciaio	92
4.2.9	Disegno dell'armatura	97

4.3	Campo delle platee	98
4.3.1	Valore di dimensionamento dell'azione	98
4.3.2	Altezze statiche e armatura minima	99
4.3.3	Modello statico	100
4.3.4	Tipi di carico	101
4.3.5	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	102
4.3.6	Resistenza ultima a taglio	110
4.3.7	Punzonamento pilastro in calcestruzzo	115
4.3.8	Disegno dell'armatura	119
4.4	Pareti perimetrali interrato	121
4.4.1	Valore di dimensionamento delle azioni	121
4.4.2	Armatura	122
4.4.3	Resistenze ultime alla flessione	122
4.4.4	Sicurezza strutturale soggetta a flessione	122
4.4.5	Resistenza ultima a taglio	123
4.5	Pilastro in calcestruzzo	124
4.5.1	Valore di dimensionamento della forza normale	124
4.5.2	Verifica della sicurezza strutturale	124
4.6	Pilastro in acciaio	126
4.6.1	Valore di dimensionamento della forza normale	126
4.6.2	Verifica della sicurezza strutturale	126
4.6.3	Testa pilastro	127
4.6.4	Soletta di fondo	130



1.2.2 Materiali

Acciaio d'armatura B500B

Valore di calcolo del limite di snervamento	$f_{sd} = 600 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_{sd} = 205'000 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C30/37

Valore di calcolo della resistenza alla compressione	$f_{cd} = 44 \text{ N/mm}^2$
Valore di calcolo della tensione tangenziale ultima	$\tau_{cd} = 1.7 \text{ N/mm}^2$
Grana max. degli inerti	$D_{max} = 32 \text{ mm}$

Rivestimento armatura: (valore minimo / valore di calcolo)
 verso terra 35 / 40 mm
 nell'edificio 20 / 25mm

1.2.3 Terreno di fondazione

Terreno di fondazione tipo I_a
 Carico ripartito in maniera uniforme
 dovuto ai carichi dell'edificio in tempi di pace
 senza peso proprio della platea 40 kN/m²

1.3 Soletta dello scomparto 1

1.3.1 Valore di dimensionamento delle azioni

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

q_d valore di dimensionamento delle azioni sulla soletta

$g_{k,EG}$ valore caratteristico del peso proprio della soletta

$g_{k,AL}$ valore caratteristico del carico strutturale (80 mm di strato sulla soletta)

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico dell'onda d'urto dell'aria

ψ_{21} coefficiente di riduzione

q_{k1} valore caratteristico del carico utile nell'edificio

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

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

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

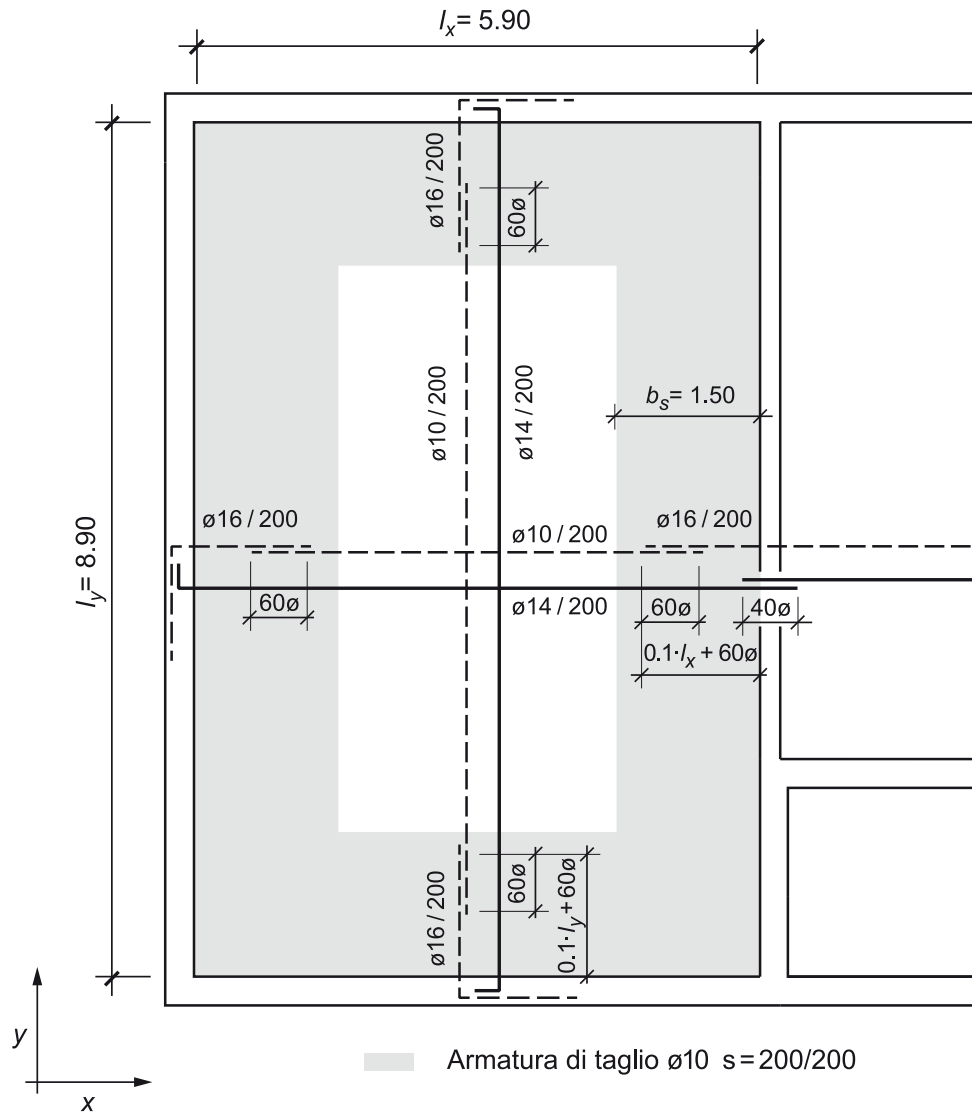
$$q_k = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ITC 2017, capitolo 6.3})$$

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

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

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

1.3.2 Armatura



1.3.3 Resistenze ultime alla flessione

Resistenza ultima alla flessione dell'armatura inferiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 300 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 200 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.3 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 268.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 262.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.29 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 121 \text{ kNm/m}$

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo	$\varnothing 14/200$	770	268	0.29	121	-
y+	Direzione x	$\varnothing 14/200$	770	254	0.30	115	-
x1-	Direzione y	$\varnothing 14/200$	770	254	0.30	115	-
x1-	Parete perimetrale sinistra	$\varnothing 16/200$	1'005	252	0.40	148	Parete determinante
x2-	Parete intermedia destra	$\varnothing 16/200$	1'005	267	0.38	157	-
y1-	Parete perimetrale inferiore	$\varnothing 16/200$	1'005	251	0.40	147	-
y2-	Parete perimetrale superiore	$\varnothing 16/200$	1'005	251	0.40	147	-

Le definizioni «sinistra» ecc. si riferiscono al capitolo 1.3.2 «Armatura»
Pareti: armatura verticale esterna, armatura orizzontale interna.

1.3.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

1.3.5 Resistenza ultima a taglio

Verifica della resistenza ultima a taglio con il carico limite a flessione della soletta, dato che

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

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

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Forza di taglio sul lato corto (x):

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 259 = 246 \text{ mm}$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 246 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 45^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\varnothing 10 \text{ mm}$

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 200 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 200 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.20 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 290 \text{ kN/m}$

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 2'977 \text{ kN/m}$

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

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

Su tutti e quattro i bordi della soletta è necessaria un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

1.4.3 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Campo delle solette

Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo	ø14/200	770	268	0.29	121	
y+	Direzione x	ø14/200	770	254	0.30	115	
x1-	Direzione y						
x1-	Parete intermedia sinistra	ø16/200	1'005	267	0.38	157	
x2-	Parete perimetrale destra	ø16/200	1'005	252	0.40	148	Parete determinante
y1-	Architrave inferiore	ø16/200	1'005	251	0.40	147	
y2-	Parete perimetrale superiore	ø16/200	1'005	251	0.40	147	

Carico limite a flessione

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

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

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

Campo della soletta 2

Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo	ø14/200	770	254	0.30	115	
y+	Direzione x	ø14/200	770	268	0.29	121	
y1-	Direzione y						
y1-	Parete della chiusa sinistra	ø16/200	1'005	267	0.38	157	
y2-	Parete perimetrale destra	ø16/200	1'005	252	0.40	148	Parete determinante
x1-	Architrave	ø16/200	1'005	251	0.40	147	
x2-	Parete perimetrale inferiore	ø16/200	1'005	251	0.40	147	

Carico limite a flessione

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

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

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

1.4.4 Resistenza ultima a taglio

Campo della soletta 1

Verifica della resistenza ultima a taglio con il carico limite a flessione della soletta, dato che

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

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Forza di taglio sul lato corto (x):

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio è stata già calcolata nel capitolo 1.3.5 ed è pari a:

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

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

Su tutti e quattro i bordi della soletta è necessaria un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

Campo della soletta 2

Il campo della soletta 2 mantiene l'elasticità. La verifica della resistenza ultima a taglio viene eseguita con $q_{d,max}$

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

La forza di taglio del sistema elastico viene calcolata con il seguente metodo semplificato:
Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Si presume che non si possano escludere deformazioni plastiche dell'armatura a flessione. La resistenza al taglio senza armatura di taglio viene quindi calcolata nel seguente modo:

Geometria

Altezza statica $d = 259 \text{ mm}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Stato dell'armatura a flessione	Plastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.47$
Altezza statica effettiva	$d_v = 259 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m}$

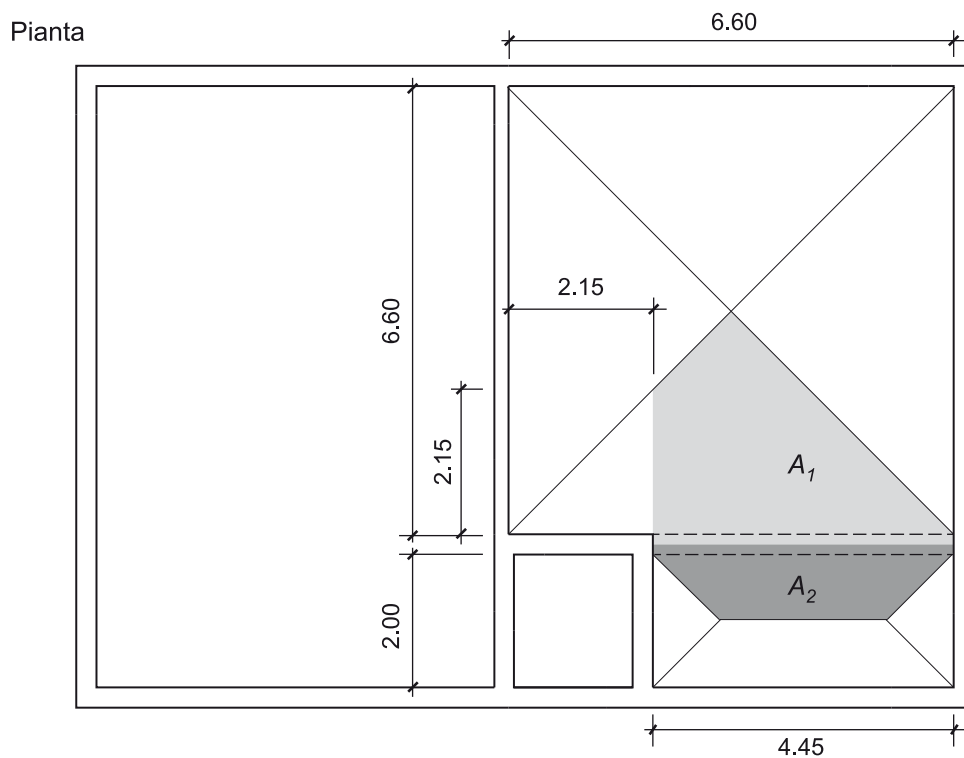
$$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m} > v_{yd} = 182.5 \text{ kN/m}$$

Non è necessaria un'armatura di taglio sui bordi della soletta.

1.5 Appoggio sostitutivo 1

1.5.1 Valore di dimensionamento delle azioni

L'architrave che funge da appoggio sostitutivo, viene dimensionato con le forze di reazione dei campi delle solette 1 e 2 dello scomparto 2.



Aree di influsso dei carichi delle platee dell'architrave

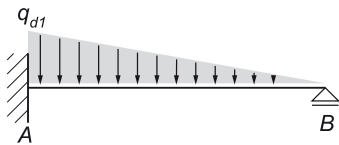
Forze di reazione del campo della soletta 1

Le forze di reazione del campo della soletta 1 devono essere aumentate del 10% secondo il capitolo 7.7.5, ITC 2017. Vengono applicate sull'architrave come carico triangolare con il metodo semplificato.

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

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

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



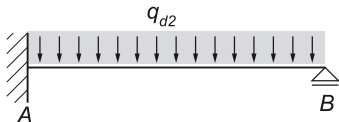
Forze di reazione del campo della soletta 2

Le forze di reazione del campo della soletta 2 vengono applicate sull'architrave come carico ripartito in maniera uniforme.

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

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

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

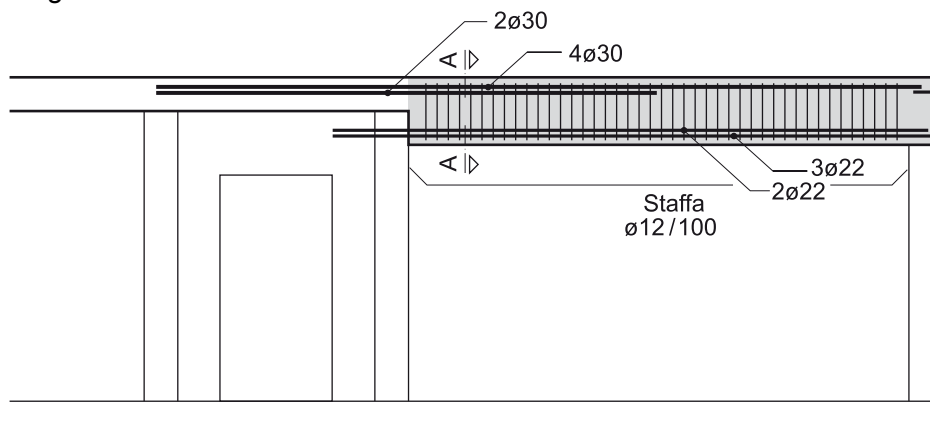


1.5.2 Dimensioni di taglio sul sistema elastico

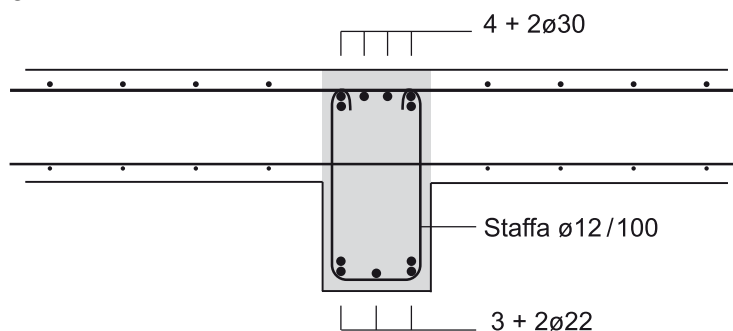
Dimensione di taglio	Forze di reazione del campo della soletta 1	Forze di reazione del campo della soletta 2	Totale
Momento di incastro $M_{A,d}$	$\frac{-q_{d1} \cdot l^2}{15} = -890 \text{ kNm}$	$\frac{-q_{d2} \cdot l^2}{8} = -480 \text{ kNm}$	- 1'370 kNm
Momento flettente $M_{max,d}$	$\frac{q_{d1} \cdot l^2}{33.54} = 398 \text{ kNm}$	$\frac{9 \cdot q_{d2} \cdot l^2}{128} = 270 \text{ kNm}$	~ 668 kNm
Forza applicata 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
Forza applicata 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 Armatura

Disegno



Sezione A-A



1.5.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Resistenza ultima alla flessione per armatura inferiore

Geometria

Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b = 300 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

armatura inferiore

Diametro	$\varnothing = 22 \text{ mm}$
Numero strati	$n = 5$
Sezione acciaio	$A_s' = 1901 \text{ mm}^2$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 101.6 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 641.0 \text{ mm}$
Altezza di riferimento zona soggetta a compressione	$x/d = 0.16$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 597.8 \text{ mm}$
Resistenza ultima alla flessione	$M_{Rd} = 682 \text{ kNm}$

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

Resistenza ultima alla flessione per armatura superiore

La staffa si trova nel terzo strato.

Ricopertura fino all'armatura a flessione: $c_{nom} = 25 + 16 + 16 = 57 \text{ mm}$

Il calcolo dell'altezza della zona soggetta a pressoflessione viene eseguito in base all'armatura di compressione.

Geometria

Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b = 300 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 57 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura superiore

Diametro	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Numero strati	$n = 6$ $a = 2$
Sezione acciaio	$A_s = 4241 \text{ mm}^2$
altezza statica	$d = 613.0 \text{ mm}$

Armatura inferiore

Diametro	$\varnothing = 22 \text{ mm}$
Numero strati	$n = 5$ $a = 2$
Sezione acciaio	$A_s' = 1901 \text{ mm}^2$
altezza statica	$d' = 59 \text{ mm}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 168.5 \text{ mm}$
Altezza di riferimento zona soggetta a compressione	$x/d = 0.27$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 545.1 \text{ mm}$

Resistenza ultima alla flessione $M_{Rd} = 1387 \text{ kNm}$

$$M_{Rd} = 1387 \text{ kNm} > M_{A,d} = 1370 \text{ kNm}$$

1.5.5 Resistenza ultima a taglio

Dato che le resistenze ultime alla flessione hanno all'incirca una portata simile ai momenti flettenti, la resistenza ultima a taglio viene calcolata con il valore di calcolo delle azioni e non con il carico limite a flessione della trave.

Appoggio A

Massima forza applicata

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

Si presuppone l'inclinazione del campo di pressione con $\alpha = 30^\circ$. La forza di taglio determinante si trova alla distanza di $a = z \cdot \cot(\alpha) = 545 \cdot \cot(30^\circ) = 944 \text{ mm}$ dal bordo dell'appoggio ed è pari a:

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne

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

Larghezza componente

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione

$$\alpha = 30^\circ$$

Armatura di taglio

Diametro

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

Distanza

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

Numero sezioni

$$2$$

Inclinazione dell'armatura di taglio

$$\beta = 0^\circ$$

Percentuale dell'armatura di taglio

$$\rho_w = 0.75 \%$$

Resistenza dell'armatura di taglio

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

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo

$$k_c = 0.55$$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo

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

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

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

Appoggio B

Massima forza applicata

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

Si presuppone l'inclinazione del campo di pressione con $\alpha = 45^\circ$. La forza di taglio determinante si trova alla distanza di $a = z \cdot \cot(\alpha) = 597 \cdot \cot(45^\circ) = 597 \text{ mm}$ dal bordo dell'appoggio ed è pari a:

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne	$z = 597 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b_w = 300 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione	$\alpha = 45^\circ$
-------------------------------------	---------------------

Armatura di taglio

Diametro	$\emptyset = 12 \text{ mm}$
Distanza	$s = 100 \text{ mm}$
Numero sezioni	2
Inclinazione dell'armatura di taglio	$\beta = 0^\circ$
Percentuale dell'armatura di taglio	$\rho_w = 0.75 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio	$V_{Rd,s} = 810 \text{ kN}$
---	---

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo	$k_c = 0.55$
--	--------------

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo	$V_{Rd,c} = 2'167 \text{ kN}$
--	---

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

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

Ancoraggio dell'armatura longitudinale

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

Resistenza a trazione dell'armatura longitudinale (3 barre di armatura $\emptyset = 22 \text{ mm}$ interamente ancorate dietro l'appoggio)

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

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

1.6 Pareti perimetrali interrato

Rapporto luce $L_y/L_x = 8.9/2.4 = 3.7 > 2.4$

Le pareti perimetrali interrato verranno dimensionate come solette portanti in un'unica direzione.

1.6.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Il dimensionamento delle pareti perimetrali interrato viene effettuato secondo il capitolo 6.5.1, ITC 2017. Ipotesi terreno di fondazione:

Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 30^\circ$
 Peso spazio umido $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coefficiente di pressione statica della terra $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.5$

Pressione statica della terra al centro della parete

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

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

L'effetto in seguito all'onda d'urto dell'aria e all'onda sismica viene definito alla figura 22, ITC 2017

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

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

Valore di dimensionamento dell'azione

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

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

1.6.2 Armatura

Armatura minima zona soggetta a trazione

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

Armatura minima zona soggetta a compressione

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

1.6.3 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo						
	Direzione x	$\varnothing 12/200$	565	269	0.21	90	
x1-	Plinto di fondazione	$\varnothing 16/200$	1'005	202	0.50	118	Plinto di fondazione determinante
x2-	Soletta	$\varnothing 16/200$	1'005	252	0.40	148	

1.6.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

1.6.5 Resistenza ultima a taglio

La parete perimetrale mantiene l'elasticità. La verifica della resistenza ultima a taglio viene eseguita con $q_{d,max}$

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Lo sfruttamento dell'armatura a flessione viene calcolato su un'asta fissata su entrambi i lati.

$$\text{Momento di incastro} \quad m_d (\Phi = 2.0) = \frac{q_{d,max} \cdot l^2}{12} = \frac{215 \cdot 2.4^2}{12} = 103 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Resistenza ultima alla flessione della parete} \quad m_{Rd} = 148 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Sfruttamento dell'armatura a flessione} \quad m_d (\Phi = 2.0) / m_{Rd} = 103/148 = 0.70$$

Geometria

$$\text{altezza statica} \quad d = 252 \text{ mm}$$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

$$\text{Sfruttamento dell'armatura a flessione} \quad m_d / m_{Rd} = 0.70$$

$$\text{Stato dell'armatura a flessione} \quad \text{Elastico}$$

$$\text{Dilatazione dell'armatura a flessione} \quad \varepsilon_v = 0.0020$$

$$\text{Coefficiente grana max.} \quad k_g = 1.00$$

$$\text{Coefficiente resistenza al taglio} \quad k_d = 0.66$$

$$\text{Altezza statica effettiva} \quad d_v = 252 \text{ mm}$$

$$\text{Resistenza al taglio} \quad v_{Rd} = 283 \text{ kN/m}$$

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

Non è necessaria un'armatura di taglio.

1.7 Pareti perimetrali verso cantinati non protetti

Rapporto luce $L_y/L_x = 5.9/2.4 = 2.5 > 2.4$

Le pareti perimetrali verso i cantinati non protetti vengono dimensionate come solette portanti in una sola direzione.

1.7.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Il dimensionamento delle pareti perimetrali interrate verso i cantinati non protetti viene effettuato secondo il capitolo 6.5.2, ITC 2017.

Per $\alpha < 25$ % pari a $q_k = 150 \text{ kN/m}^2$

$$q_d = \Phi \cdot q_k$$

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

1.7.2 Armatura

Armatura minima zona soggetta a trazione

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

Armatura minima zona soggetta a compressione

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

1.7.3 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo Direzione x	$\phi 12/200$	565	269	0.21	90	
x1-	Plinto di fondazione	$\phi 16/200$	1'005	189	0.54	108	Plinto di fondazione determinante
x2-	Soletta	$\phi 16/200$	1'005	251	0.40	147	Soletta determinante

1.7.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

1.7.5 Resistenza ultima a taglio

La parete perimetrale verso i cantinati non protetti mantiene l'elasticità. La verifica della resistenza ultima a taglio viene eseguita con $q_{d,max}$

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Si presume che non si possano escludere deformazioni plastiche dell'armatura a flessione. La resistenza al taglio senza armatura di taglio viene quindi calcolata nel seguente modo:

Geometria

altezza statica

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

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Stato dell'armatura a flessione	Plastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.47$
Altezza statica effettiva	$d_v = 259 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 206 \text{ kN/m}$

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 269 = 256$ mm e con un'inclinazione del campo di pressione di $\alpha = 30^\circ$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 256$ mm

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\varnothing = 10$ mm

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 200$ mm

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 200$ mm

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.20$ %

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 522$ kN/m

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 2'683$ kN/m

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

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

Lungo tutti i bordi lunghi della soletta è necessaria un'armatura di taglio.

Area con armatura di taglio

Resistenza al taglio senza armatura di taglio v_{Rd}

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

Larghezza con armatura di taglio:

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

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

1.8 Platea scomparto 1

1.8.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Valore di dimensionamento della sollecitazione della platea

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

δ Coefficiente di ripartizione delle azioni del terreno di fondazione

g_k azioni permanenti senza la parte della platea, ripartite in maniera uniforme

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico delle azioni derivanti dal terreno di fondazione

ψ_{21} coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile

q_{k1} Valore caratteristico di un'azione concomitante

Per il terreno di fondazione di tipo I_a vale

$\delta = 0.60$ per l'intera platea (ITC 2017, capitolo 6.4)

Per la flessione

$\Phi = 1.2$ (ITC 2017, tabella 4)

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

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

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

Per il taglio

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

1.8.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

1.8.5 Resistenza ultima a taglio

Per la verifica della resistenza ultima a taglio l'azione del terreno di fondazione di tipo I_a sulla platea è pari al valore in base al capitolo 6.4, ITC 2017

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Forza di taglio sul lato corto (x):

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 194 = 184 \text{ mm}$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 184 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

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

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 200 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 200 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.20 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 375 \text{ kN/m}$

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 1'928 \text{ kN/m}$

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

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

Sui bordi viene posizionata un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

1.9 Platea scomparto 2

Il dimensionamento della platea dello scomparto 2 viene eseguito in maniera analoga alla soletta dello scomparto 2. L'architrave come appoggio per le solette viene posizionato sotto la platea.

2 Costruzione di protezione con angolo rientrante

2.1 Scopo dell'esempio

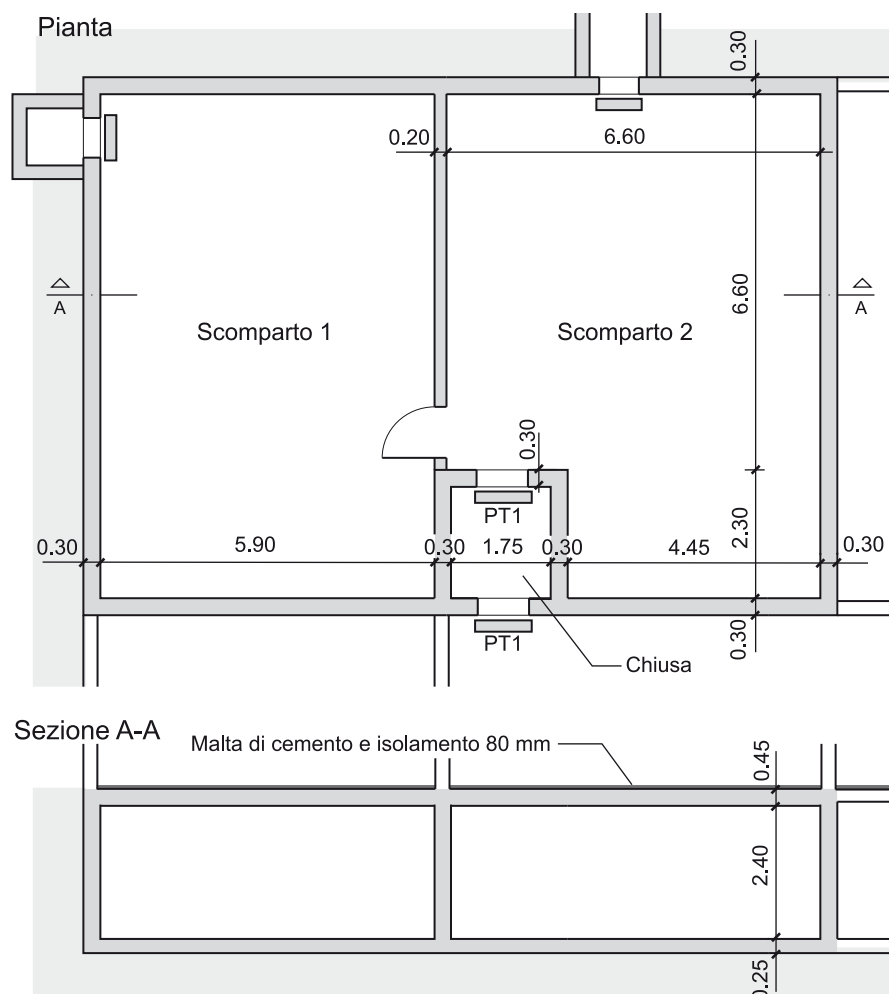
In una costruzione di protezione delle stesse dimensioni del precedente esempio viene mostrato in che modo si può eseguire il dimensionamento in mancanza dell'architrave. In questo esempio lo spessore della soletta è pari a 450 mm.

In questo esempio la soletta della costruzione di protezione (entrambi gli scomparti) viene dimensionata con il metodo statico. In alternativa, la soletta dello scomparto 1 potrebbe essere dimensionata anche con il metodo cinematico

Le verifiche richieste per l'eventuale utilizzo in tempi di pace secondo la norma SIA 260 e seguenti non sono contenute in questo esempio.

2.2 Basi

2.2.1 Dimensioni



2.2.2 Materiali

Acciaio d'armatura B500B

Valore di dimensionamento del limite di snervamento

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

Modulo di elasticità

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

Calcestruzzo C30/37

Valore di calcolo della resistenza alla compressione

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

Valore di calcolo della tensione tangenziale ultima

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

Valore di dimensionamento della tensione composta

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

Modulo di elasticità

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

Grana max. degli inerti

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

Rivestimento armatura: (valore minimo / valore di calcolo)
verso terra
nell'edificio

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

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

2.3 Ipotesi delle armature a flessione

2.3.1 Soletta

Armatura minima zona soggetta a trazione

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

Armatura minima zona soggetta a compressione:

$$a_{s,min} = 0.10 \% \cdot 420 \cdot 1'000 = 420 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 14/200, a_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$$

2.3.2 Componenti adiacenti

Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
Pareti perimetrali verso terra	$\emptyset 14/200$	770	253	0.30	114
Pareti perimetrali verso cantinati	$\emptyset 14/200$	770	268	0.29	121

2.4 Dimensionamento della soletta

Il dimensionamento della soletta viene eseguito con il metodo statico.

2.4.1 Valore di dimensionamento delle azioni

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

q_d valore di dimensionamento delle azioni sulla soletta

$g_{k,EG}$ valore caratteristico del peso proprio della soletta

$g_{k,AL}$ valore caratteristico del carico strutturale (80 mm di strato sulla soletta)

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico dell'onda d'urto dell'aria

ψ_{21} coefficiente di riduzione

q_{k1} valore caratteristico del carico utile nell'edificio

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

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

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

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

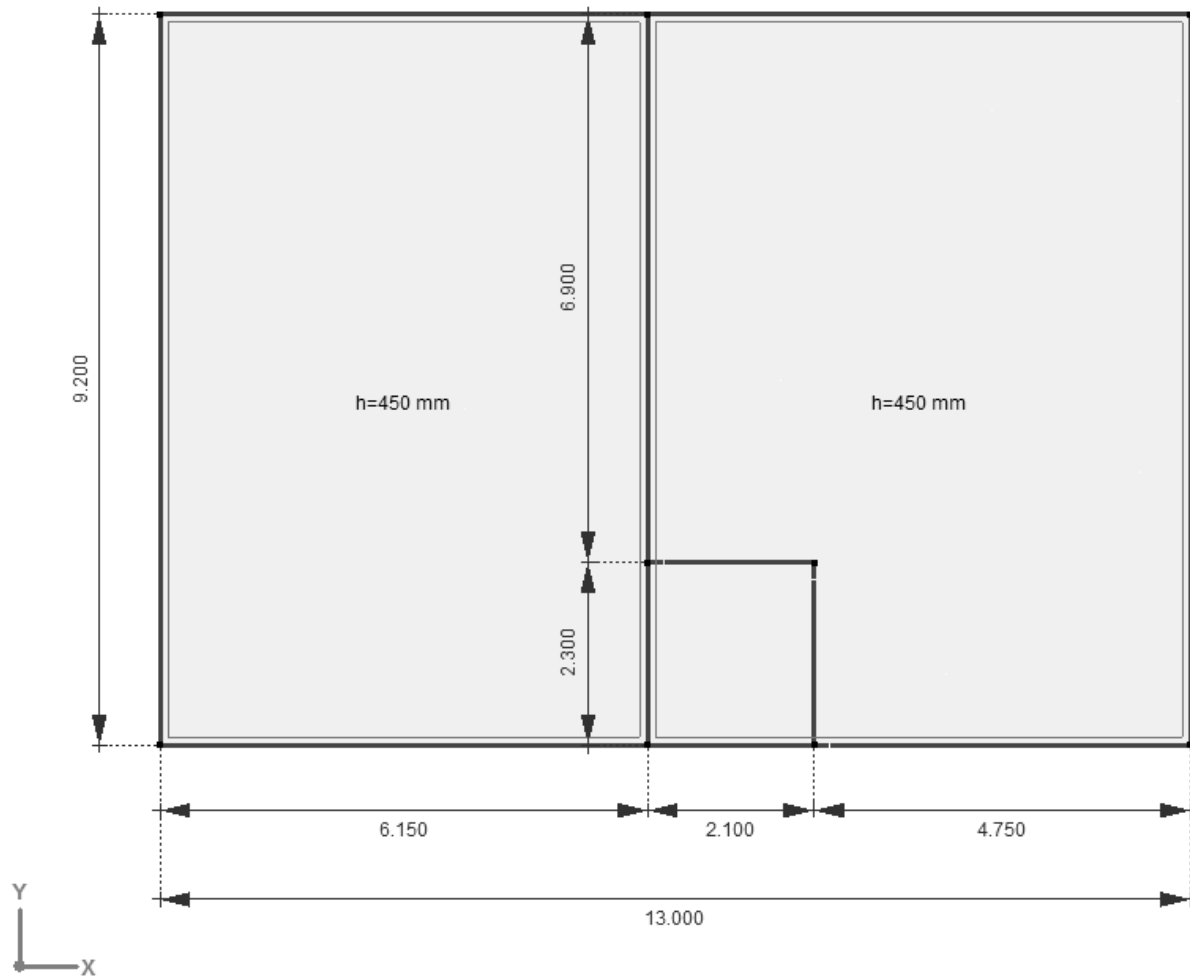
$$\psi_{21} = 0.3 \quad \text{Categoria A1 (SIA 260, tabella 1)}$$

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

$$q_d = 11.3 + 1.6 + 1.2 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 133.5 \text{ kN/m}^2 \text{ per flessione}$$

$$q_{d, \max} = 11.3 + 1.6 + 2.0 \cdot 100 + 0.3 \cdot 2.0 = 213.5 \text{ kN/m}^2 \text{ per taglio / punzonamento}$$

2.4.2 Modello statico



La soletta viene fissata in maniera elastica lungo le pareti perimetrali verso terra e quindi verso i cantinati. Il fissaggio presenta un momento limite che corrisponde alla resistenza ultima alla flessione della parete adiacente. Nelle pareti interne la soletta viene posizionata su appoggi lineari snodati.

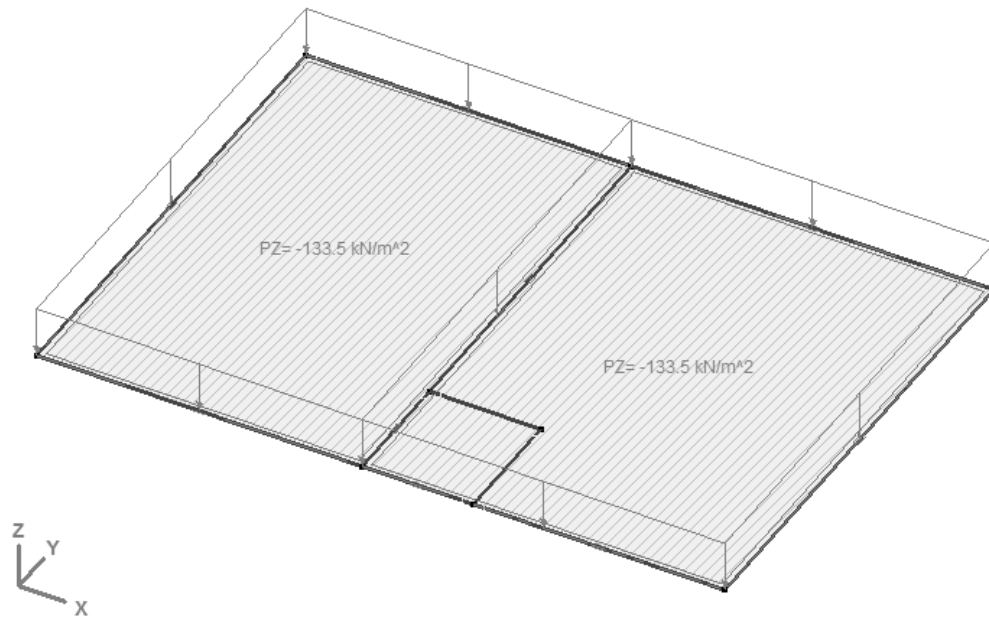
Le azioni verranno calcolate con un programma FE.

Convenzione utilizzata per la traccia: i momenti flettenti negativi creano sollecitazioni di trazione sul lato inferiore della soletta.

2.4.3 Tipi di carico

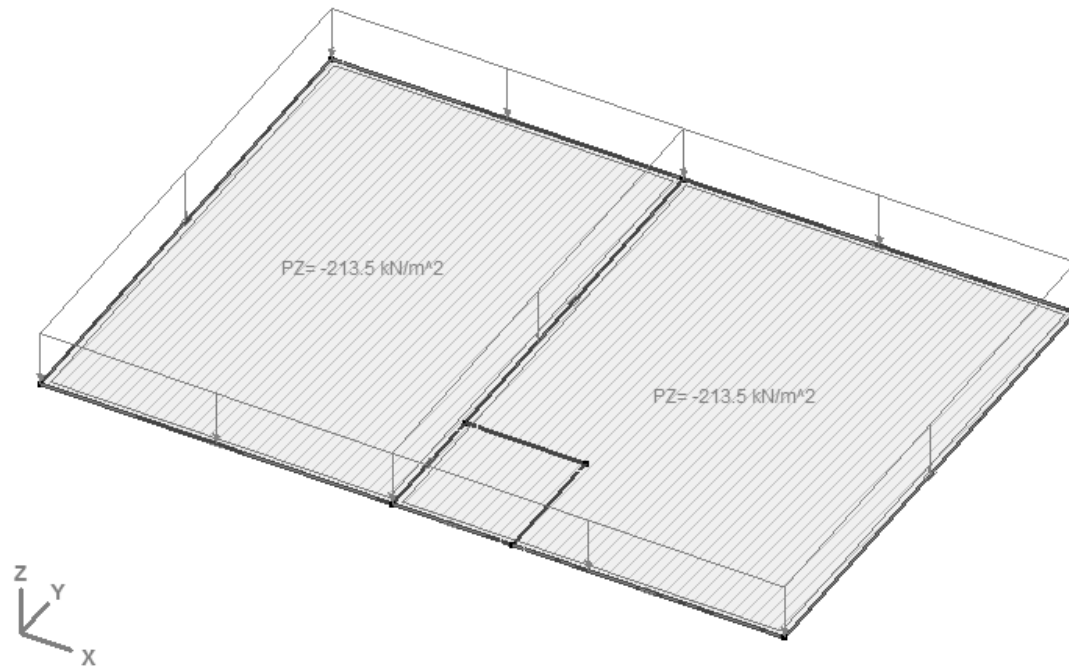
Carico per flessione

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



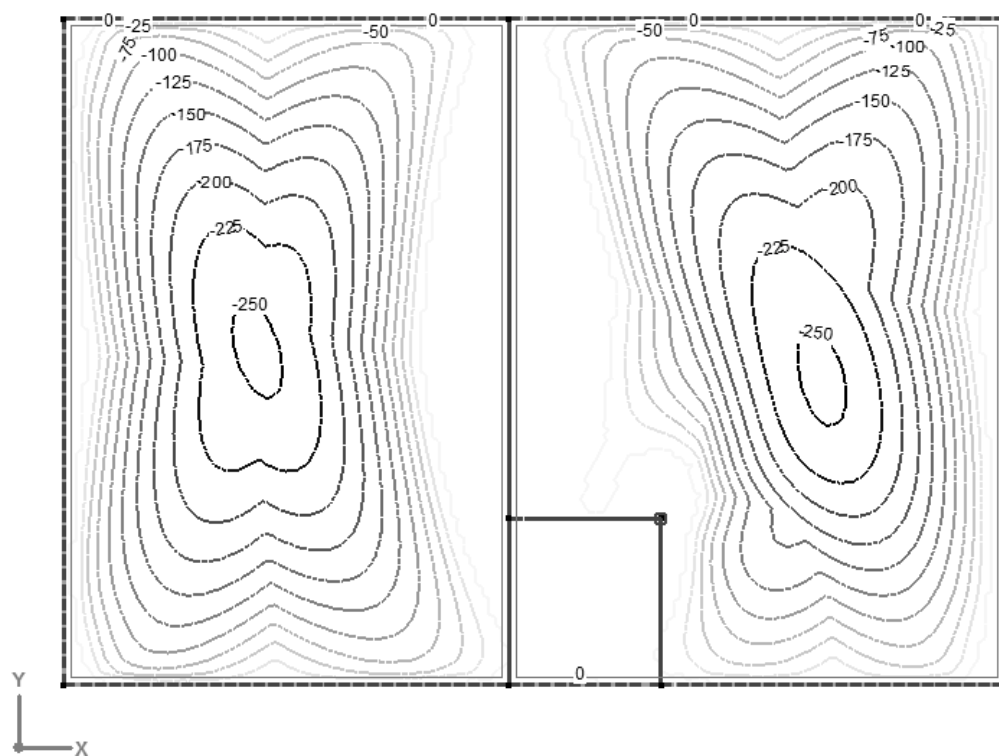
Carico per taglio

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

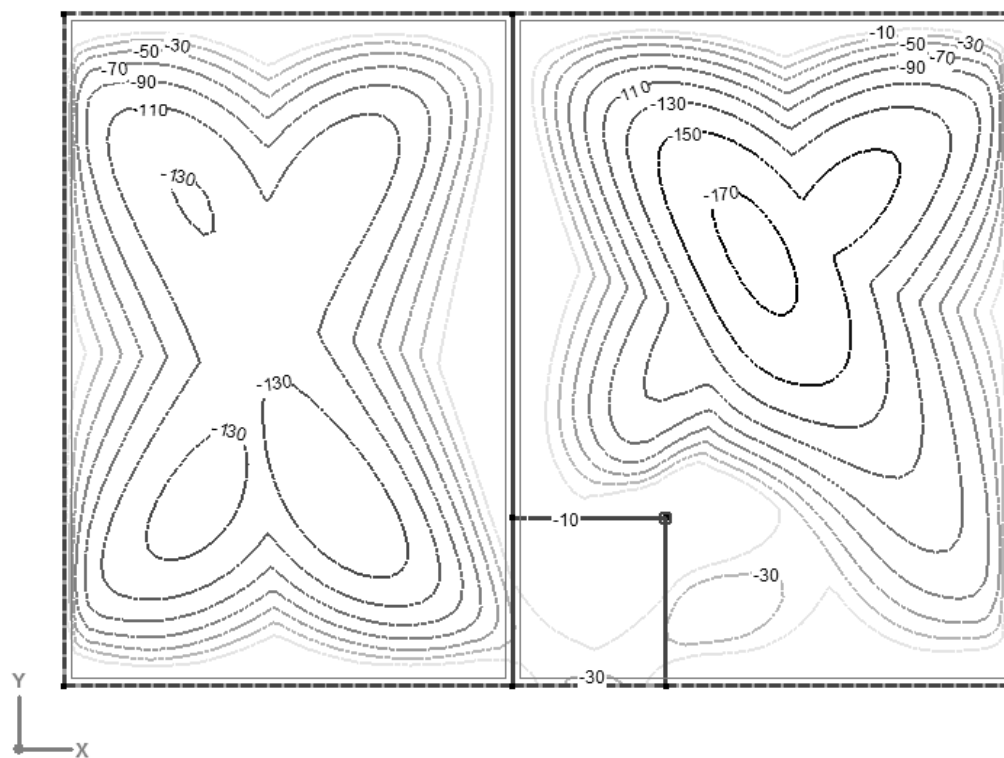


2.4.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Momenti flettenti degli strati di armatura inferiori

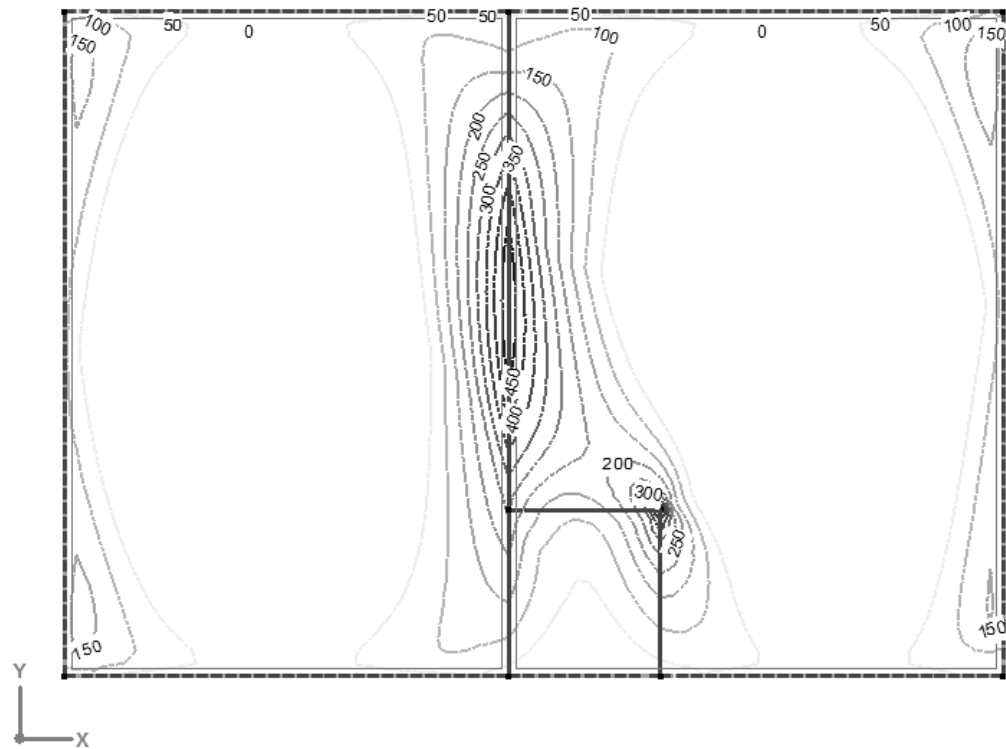


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x

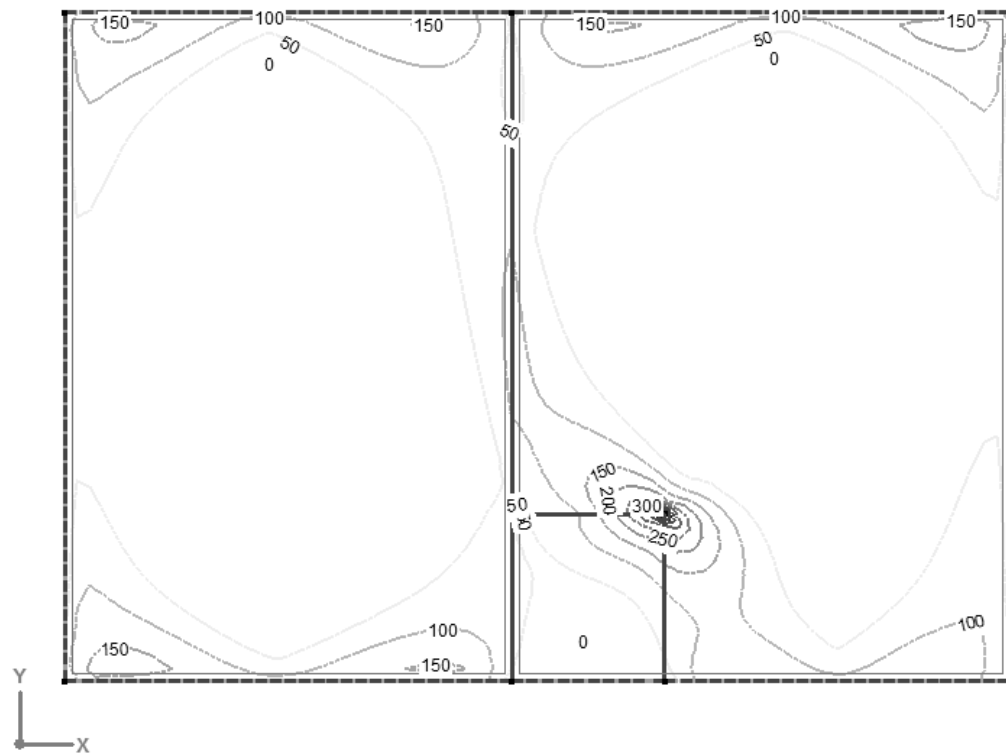


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione y

Momenti flettenti degli strati di armatura superiori



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione x



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione y

Resistenze ultime alla flessione

Armatura inferiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 450 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1. strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 200 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'005 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 16.1 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 417.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 410.1 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.24 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 247 \text{ kNm/m}$

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

Armatura inferiore in direzione y

Geometria

Spessore soletta	$h = 450 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° e 4° strato	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 200 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.3 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 402.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 396.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.19 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 183 \text{ kNm/m}$

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

Armatura superiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 450 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 200 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.3 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 418.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 412.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.18 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 191 \text{ kNm/m}$

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

Armatura superiore in direzione x tramite la parete intermedia

Il momento flettente tramite la parete intermedia viene integrato nel punto determinante per una larghezza di 1 m ed è pari a $m_{xd} = 483 \text{ kNm/m}$.

Geometria

Spessore soletta	$h = 450 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4. strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 100 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 2'011 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 32.3 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 417.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 403.3 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.48 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 487 \text{ kNm/m}$

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

Armatura superiore in direzione y

Geometria

Spessore soletta	$h = 450 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	3° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 14 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione**Armatura di base**

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 200 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.3 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 404.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 398.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.19 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 184 \text{ kNm/m}$

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

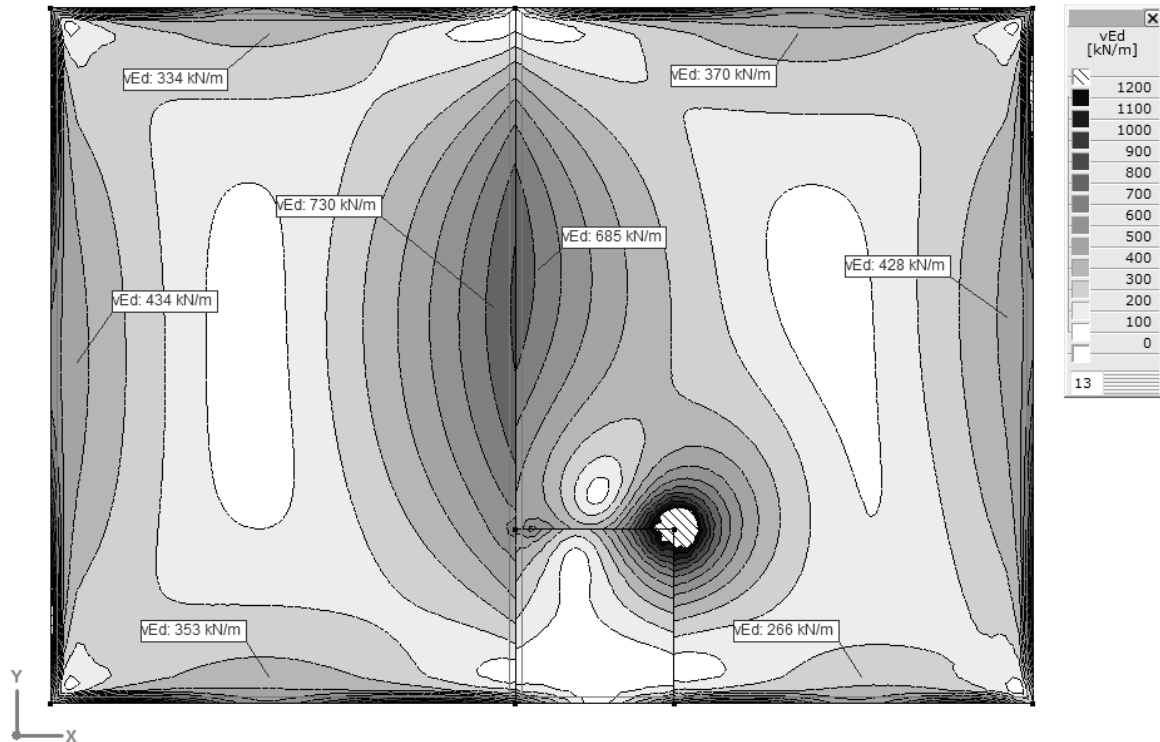
La sicurezza strutturale soggetta a flessione nelle strisce di sostegno sull'angolo rientrante deve essere verificata con il carico massimo $q_{d,max}$ (vedi verifica del punzonamento capitolo 2.4.6).

2.4.5 Resistenza ultima a taglio

Forza di taglio determinante

Le forze di taglio determinanti si trovano alla distanza di $a = d_v/2 = 411/2 = 205$ mm dal bordo dell'appoggio (o 355 mm e quindi 305 mm dalle assi della parete) e sono pari a:

Lungo le pareti perimetrali: $v_d = 434$ kN/m lungo la parete intermedia: $v_d = 730$ kN/m



Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Lo sfruttamento dell'armatura a flessione viene calcolato con $q_{d,max}$ ($\Phi = 2.0$). Nelle pareti perimetrali i momenti flettenti della soletta m_d ($\Phi = 2.0$) corrispondono alle resistenze ultime alla flessione delle pareti perimetrali. La resistenza al taglio della soletta senza armatura di taglio lungo le pareti perimetrali viene calcolata nel seguente modo:

Momento flettente della soletta $m_d(\Phi = 2.0) = 114$ o 121 kNm/m = $m_{Rd,parete}$

Resistenza ultima alla flessione della soletta $m_{Rd,soletta} = 184$ o 191 kNm/m

Sfruttamento dell'armatura a flessione $m_d(\Phi = 2.0)/m_{Rd,soletta} = 121/184 = 0.66$

Geometria

altezza statica $d = 411$ mm

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Sfruttamento dell'armatura a flessione $m_d / m_{Rd} = 0.66$

Stato dell'armatura a flessione Elastico

Dilatazione dell'armatura a flessione $\varepsilon_v = 0.0019$

Coefficiente grana max. $k_g = 1.00$

Coefficiente resistenza al taglio $k_d = 0.56$

Altezza statica effettiva $d_v = 411$ mm

Resistenza al taglio **$v_{Rd} = 389$ kN/m**

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

Lungo le pareti perimetrali a sinistra e destra nella soletta è necessaria un'armatura di taglio. Lungo le pareti perimetrali superiori e inferiori la resistenza ultima a taglio può essere verificata senza armatura di taglio.

Nella parete intermedia vanno considerate le deformazioni plastiche dell'armatura a flessione, dato che $m_d (\Phi = 2.0) > m_{Rd,soletta}$. La resistenza al taglio della soletta senza armatura di taglio è pari a:

Geometria

altezza statica $d = 411 \text{ mm}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Stato dell'armatura a flessione	Plastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.36$
Altezza statica effettiva	$d_v = 411 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 249 \text{ kN/m}$

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

La resistenza al taglio della soletta senza armatura di taglio non è sufficiente. Sulle pareti perimetrali a sinistra e destra nella soletta è necessaria un'armatura di taglio.

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio della soletta con l'armatura di taglio viene calcolata con un'inclinazione del campo di pressione di $\alpha = 30^\circ$. La forza di taglio determinante per il dimensionamento dell'armatura di taglio si trova alla distanza di $a = z \cdot \cot \alpha = 402 \cdot \cot (30^\circ) = 696 \text{ mm}$ dal bordo dell'appoggio ed è pari al massimo a $v_d = 613 \text{ kN/m}$ (parete intermedia).

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 402 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione	$\alpha = 30^\circ$
Armatura di taglio	
Diametro	$\emptyset = 10 \text{ mm}$
Distanza in verticale dal bordo	$s_{\perp} = 200 \text{ mm}$
Distanza parallela dal bordo	$s_{\parallel} = 200 \text{ mm}$
Inclinazione dell'armatura di taglio	$\beta = 0^\circ$
Percentuale dell'armatura di taglio	$\rho_w = 0.20 \%$
Resistenza dell'armatura di taglio	$v_{Rd,s} = 820 \text{ kN/m}$
Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo	$k_c = 0.55$
Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo	$v_{Rd,c} = 4'213 \text{ kN/m}$

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

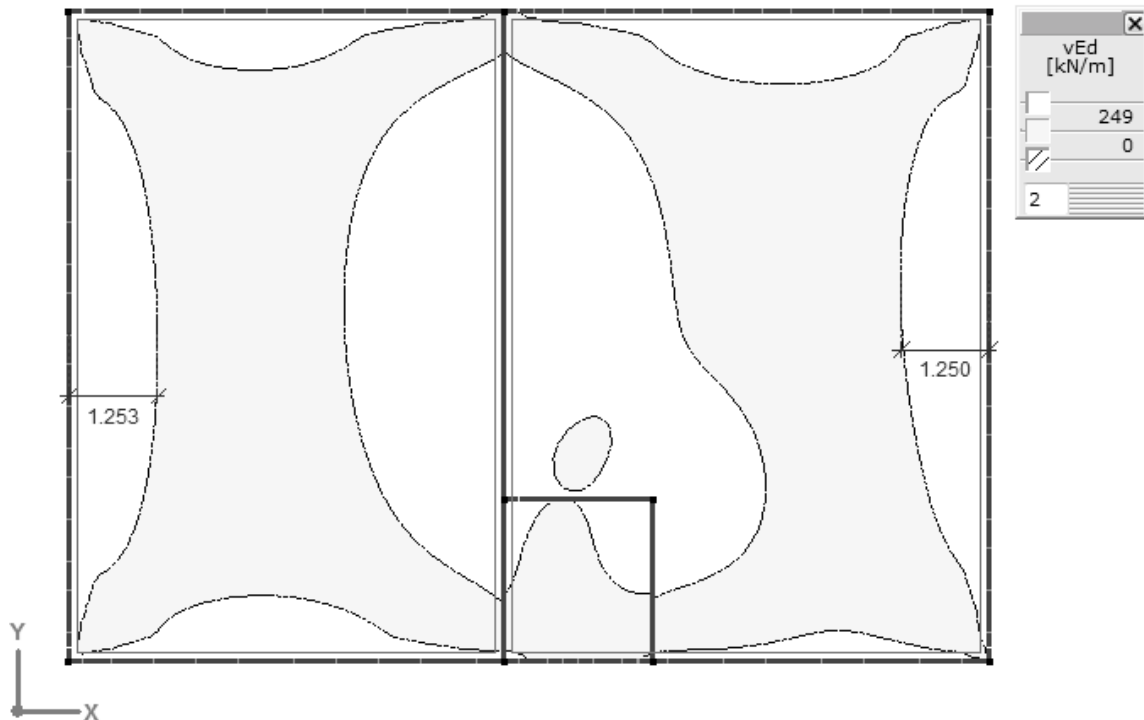
$$v_{Rd,c} = 4'213 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

Area con armatura di taglio

Lungo la parete perimetrale sinistra e destra l'area con l'armatura di taglio viene selezionata in modo da ottenere una sufficiente resistenza al taglio della soletta senza armatura di taglio (non escludendo le deformazioni plastiche dell'armatura a flessione).

Larghezza con armatura di taglio

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



Nella parete intermedia viene preso in considerazione lo sfruttamento dell'armatura a flessione per il calcolo della resistenza al taglio senza armatura di taglio.

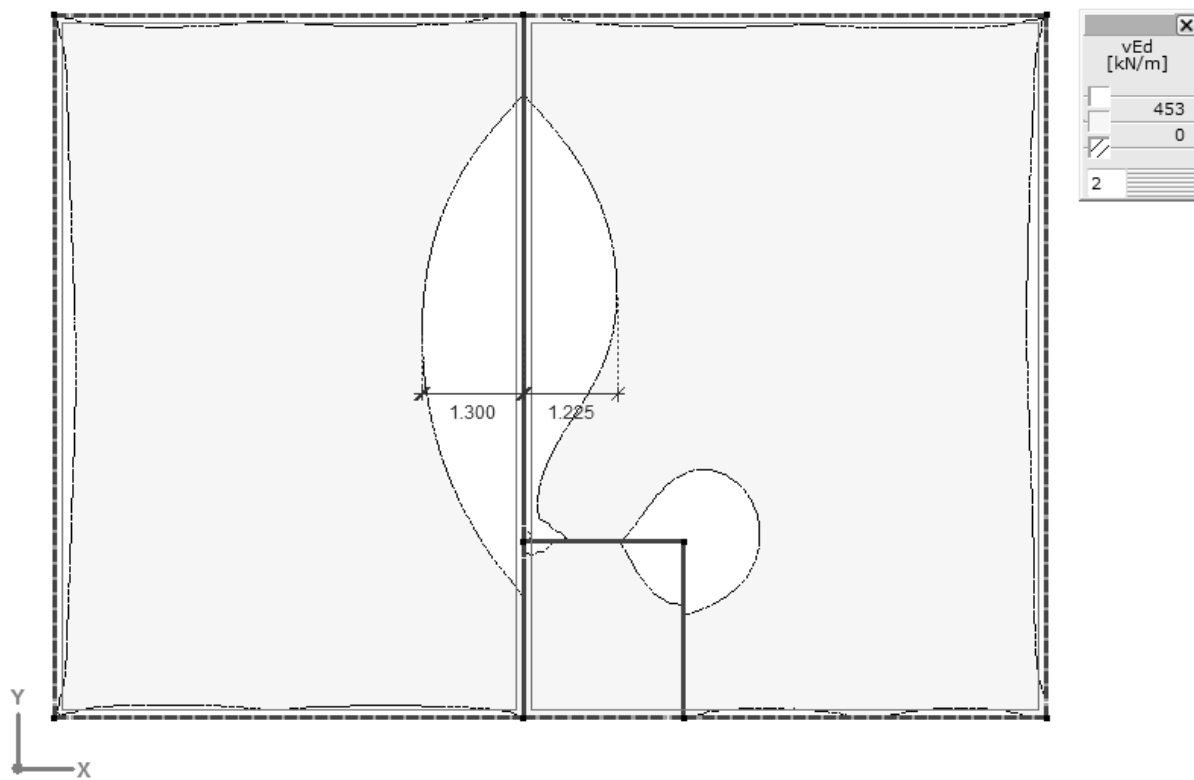
Ipotesi: la larghezza dell'area con staffa è pari a 1.30 m dall'asse della parete.

Momento flettente	$m_d \approx 220 \text{ kNm/m}$, con $q_{d,max} (\Phi = 2.0)$
Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d / m_{Rd} = 220 / 487 = 0.45$
Forza di taglio massima	$v_d = 451 \text{ kN/m}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d / m_{Rd} = 0.45$
Stato dell'armatura a flessione	Elastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0013$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.65$
Altezza statica effettiva	$d_v = 411 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 453 \text{ kN/m}$

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



Larghezza con armatura di taglio

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

2.4.6 Sicurezza strutturale del punzonamento

Nell'angolo rientrante delle pareti della chiusa viene eseguita una verifica del punzonamento. In questo esempio viene scelto il coefficiente approssimativo k_e di 0.75. La verifica del punzonamento viene effettuata con il livello di approssimazione 3 secondo la norma SIA 262.

Selezione dell'armatura a flessione e calcolo delle resistenze ultime alla flessione

Disposizione armatura

Armatura in direzione x 4° strato
 Armatura in direzione y 3° strato

Armatura superiore in direzione x

Armatura di base $\varnothing = 14 \text{ mm}$
 $s = 200 \text{ mm}$
 Strati aggiuntivi $\varnothing = 20 \text{ mm}$
 $s = 200 \text{ mm}$
 $A_{s,esist} = 2'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_x = 415 \text{ mm}$
 $m_{Rd} = 560.4 \text{ kNm/m}$

Armatura superiore in direzione y

Armatura di base $\varnothing = 14 \text{ mm}$
 $s = 200 \text{ mm}$
 Strati aggiuntivi $\varnothing = 22 \text{ mm}$
 $s = 200 \text{ mm}$
 $A_{s,esist} = 2'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_y = 395 \text{ mm}$
 $m_{Rd} = 532.3 \text{ kNm/m}$

L'altezza statica effettiva d_v è pari a

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

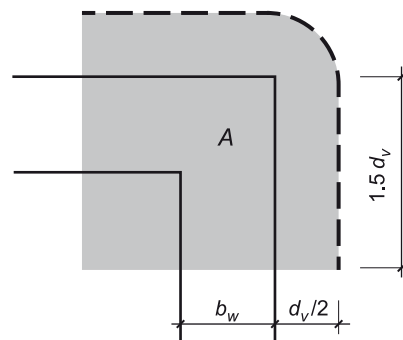
Valore di dimensionamento del carico del punzonamento

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento con sollecitazione $q_{d,max}$

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

Resistenza a punzonamento senza armatura a punzonamento

Superficie interna della sezione verificata



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

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

Diametro della superficie interna della sezione verificata, convertita in una circonferenza di uguale superficie

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

Eccentricità tra la forza applicata risultante e il baricentro della sezione verificata.

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

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

Perimetro della sezione verificata u

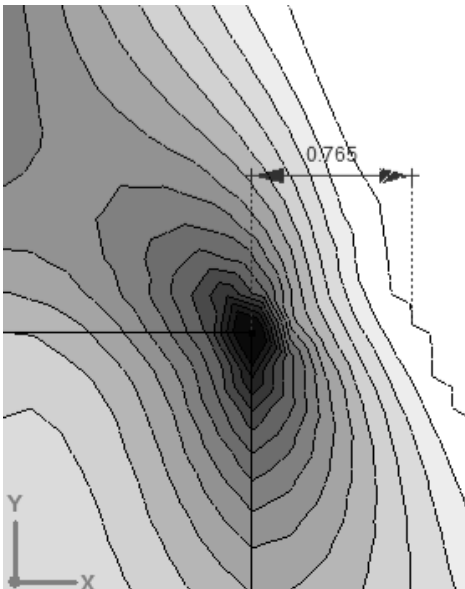
$$u = 2 \cdot 1.5 \cdot d_v + 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_v}{2} \cdot \frac{1}{4}$$

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

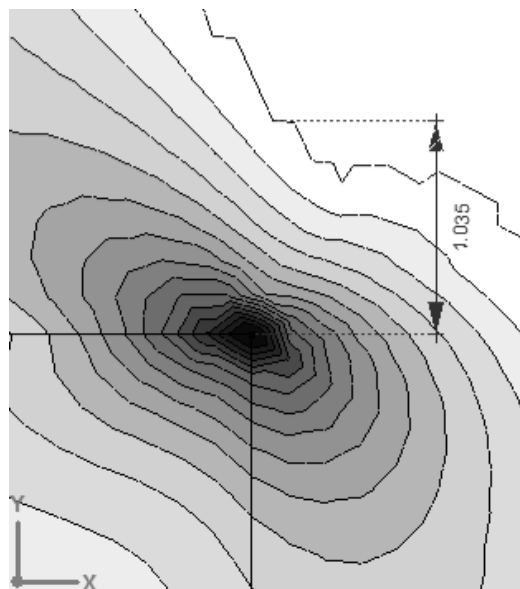
Perimetro ridotto della sezione verificata u_{red}

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

Distanza r_s tra il punto centrale dell'appoggio e il punto di momento zero



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

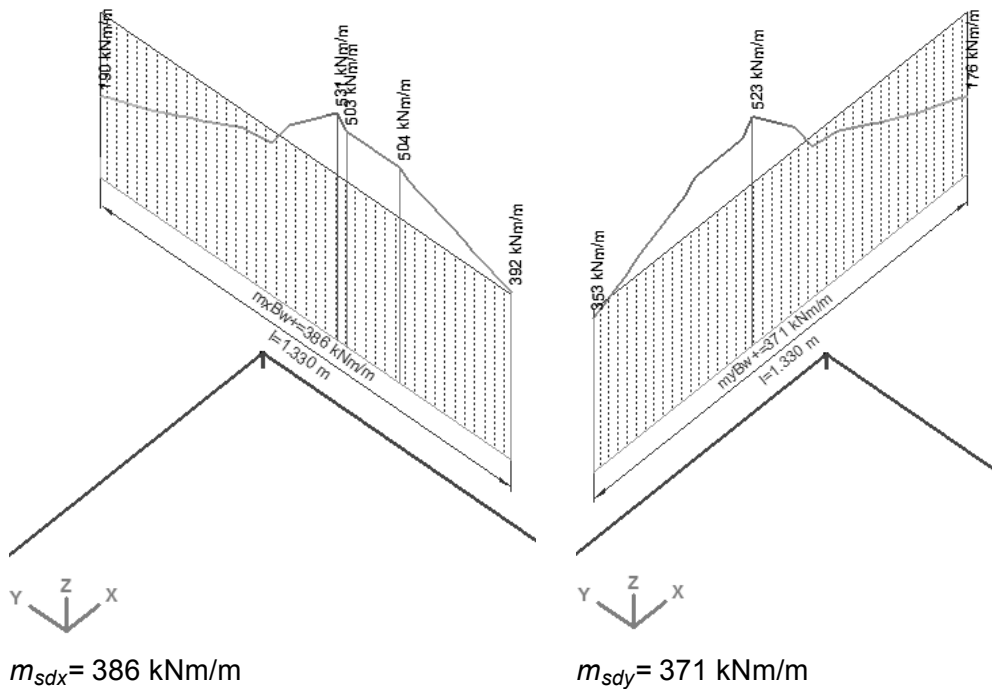


$$r_{sy} = 1'035 \text{ mm}$$

Larghezza rappresentativa b_s delle strisce di sostegno

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

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno in seguito a $q_{d,max}$ sul bordo delle pareti della chiusa



Verifica della sicurezza strutturale soggetta a flessione nelle strisce di sostegno

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

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

Rotazioni delle solette ψ

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

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

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.0054$

Coefficiente k_r per calcolare la dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

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

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

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c}$ senza armatura a punzonamento

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

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

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

La verifica del punzonamento non può essere eseguita senza armatura a punzonamento.

Resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento

La resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento viene limitata dalla resistenza alla rottura della prima diagonale della pressione del calcestruzzo adiacente alla superficie sostenuta.

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

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

Valore di dimensionamento della forza di taglio $V_{d,s}$ dell'armatura a punzonamento

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

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

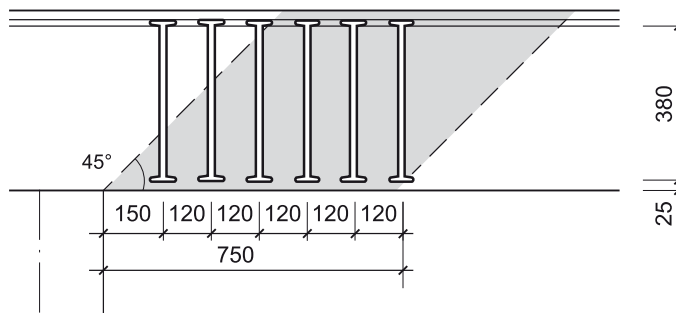
$$V_{d,s} = 800 \text{ kN}$$

Vengono selezionati 5 listelli di punzonamento con elementi di armatura disposti in senso radiale.

Diametro: $\phi_{sw} = 22 \text{ mm}$

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

Distanza dal bordo: $s_0 = 150 \text{ mm} < s_{1,max} = 269 \text{ mm}$



Numero di aste nell'intervallo tra $0.35d_v$ e d_v dalla superficie sostenuta

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

Valore di dimensionamento della tensione σ_{sd} nell'armatura a punzonamento

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

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

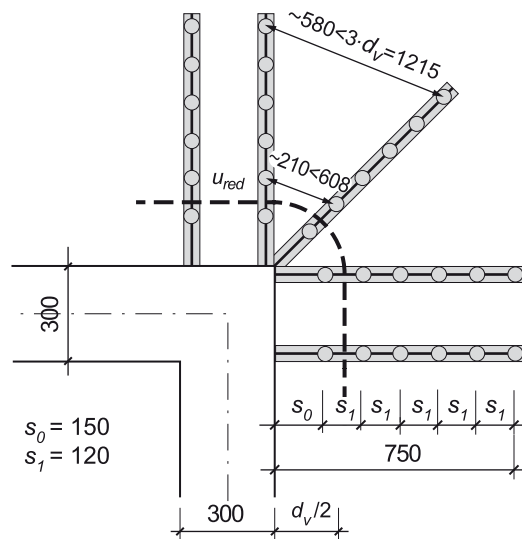
Resistenza dell'armatura a punzonamento $V_{Rd,s}$

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

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

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

Al posto delle barre di armatura con teste saldate possono essere collocate anche staffe. Il dimensionamento delle staffe viene eseguito in maniera analoga, tuttavia non è mostrato in questo esempio.



Resistenza a punzonamento esterna all'area con armatura a punzonamento

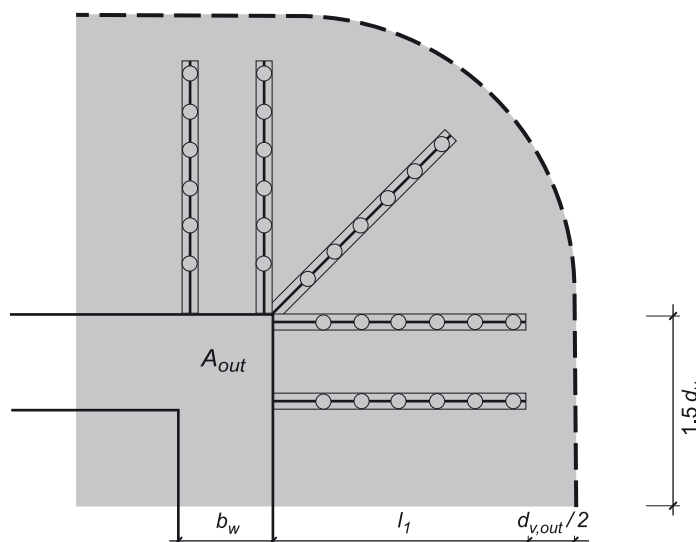
La lunghezza necessaria dei listelli di punzonamento deve essere selezionata in modo da ottenere una sufficiente resistenza a punzonamento del calcestruzzo $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento.

selezionato: $l_1 = 150 + 5 \cdot 120 = 750 \text{ mm}$

Altezza statica effettiva $d_{v,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

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

Superficie interna della sezione verificata



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

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

Diametro della superficie interna della sezione verificata, convertita in una circonferenza di uguale superficie

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

Coefficiente per la riduzione del perimetro della sezione verificata

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

Perimetro della sezione verificata u_{out} esterna all'area con armatura a punzonamento

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

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

Perimetro ridotto della sezione verificata

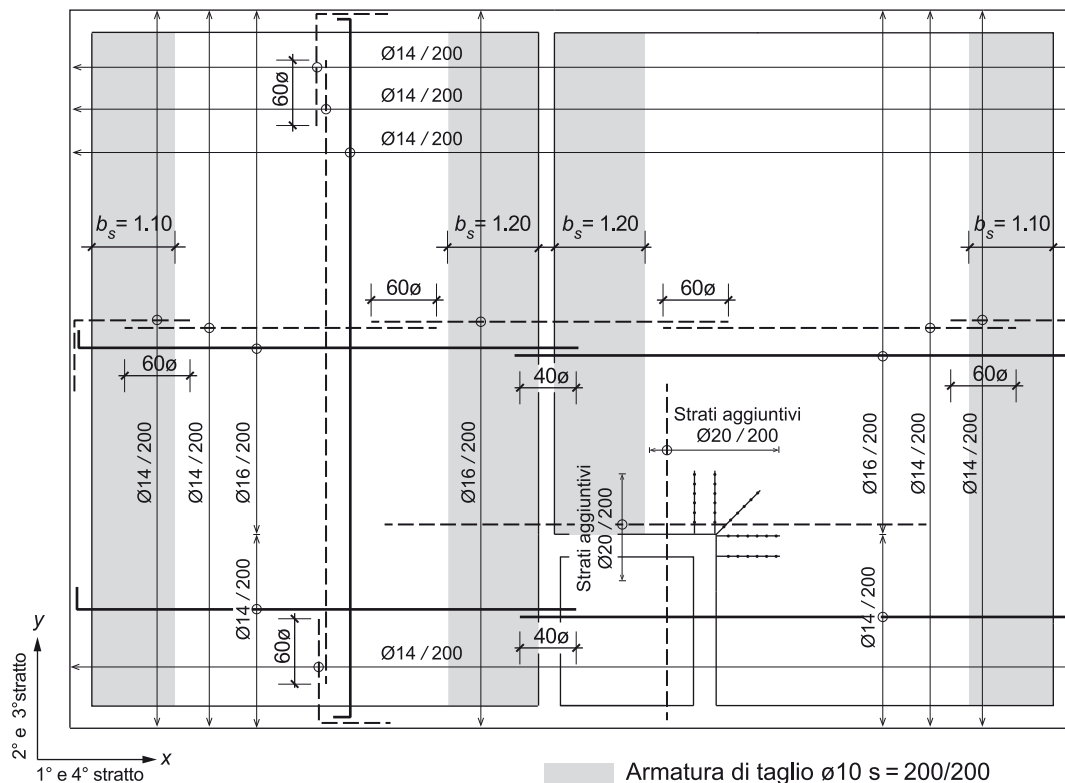
$$u_{out,red} = k_{e,out} \cdot u_{out} = 0.85 \cdot 2'616 = 2'216 \text{ mm}$$

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

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

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

2.4.7 Disegno dell'armatura



3 Costruzione di protezione di un'abitazione

3.1 Scopo dell'esempio

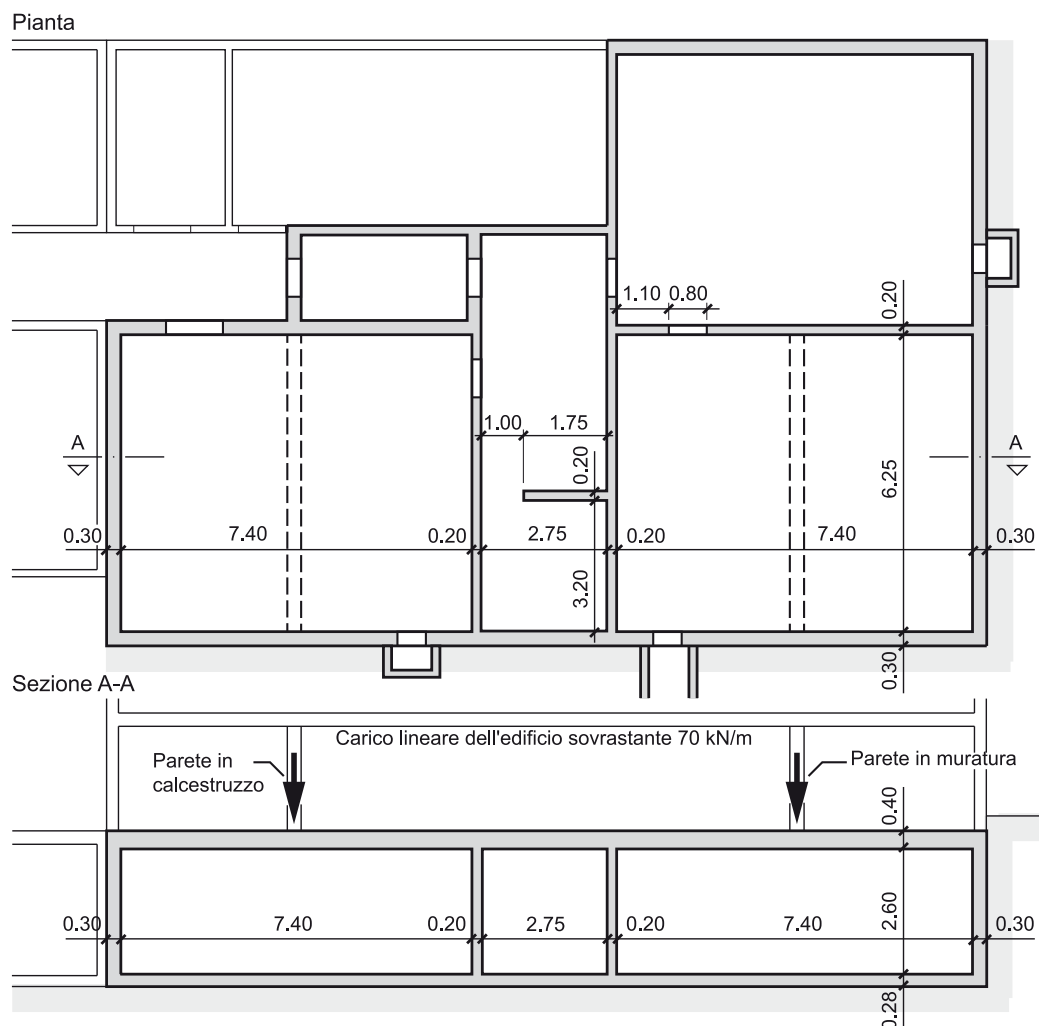
L'esempio di una costruzione di protezione in un'abitazione indica la procedura utilizzata per i componenti selezionati.

La parete in calcestruzzo dell'edificio sovrastante è autoportante, genera una tensione da parete a parete ed è separata dalla soletta del rifugio. Essa non grava sulla soletta del rifugio. La parete in muratura invece è appoggiata direttamente sulla soletta del rifugio.

Nell'esempio non sono riportate le verifiche necessarie per l'eventuale utilizzo in tempi di pace, secondo la norma SIA 260 e seguenti.

3.2 Basi

3.2.1 Dimensioni

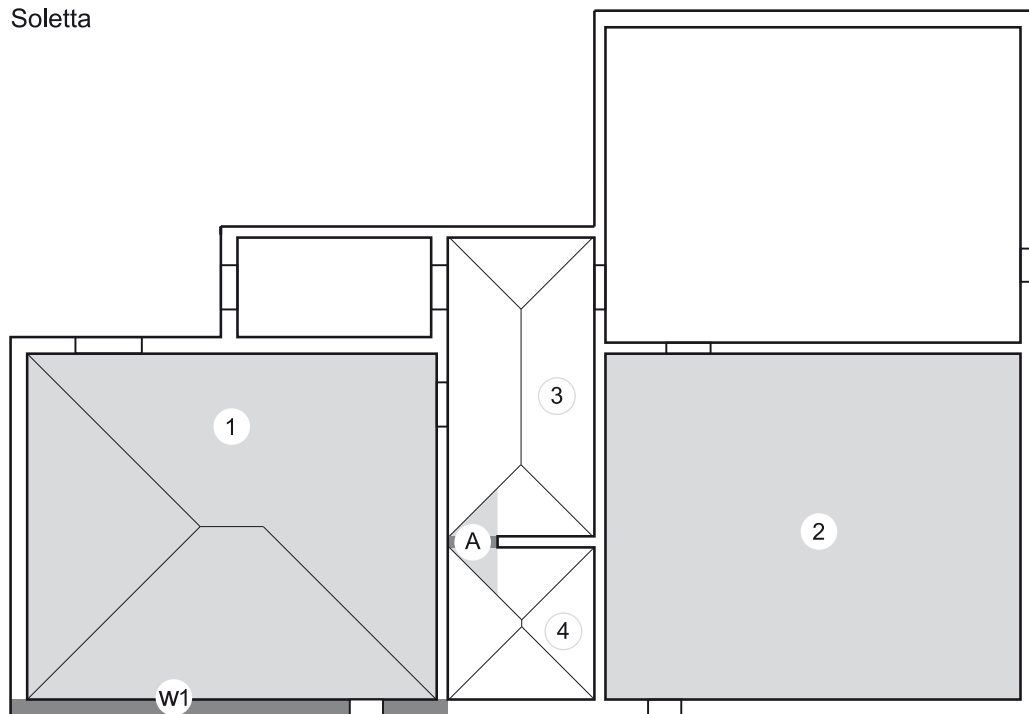


3.2.2 Componenti dimensionati

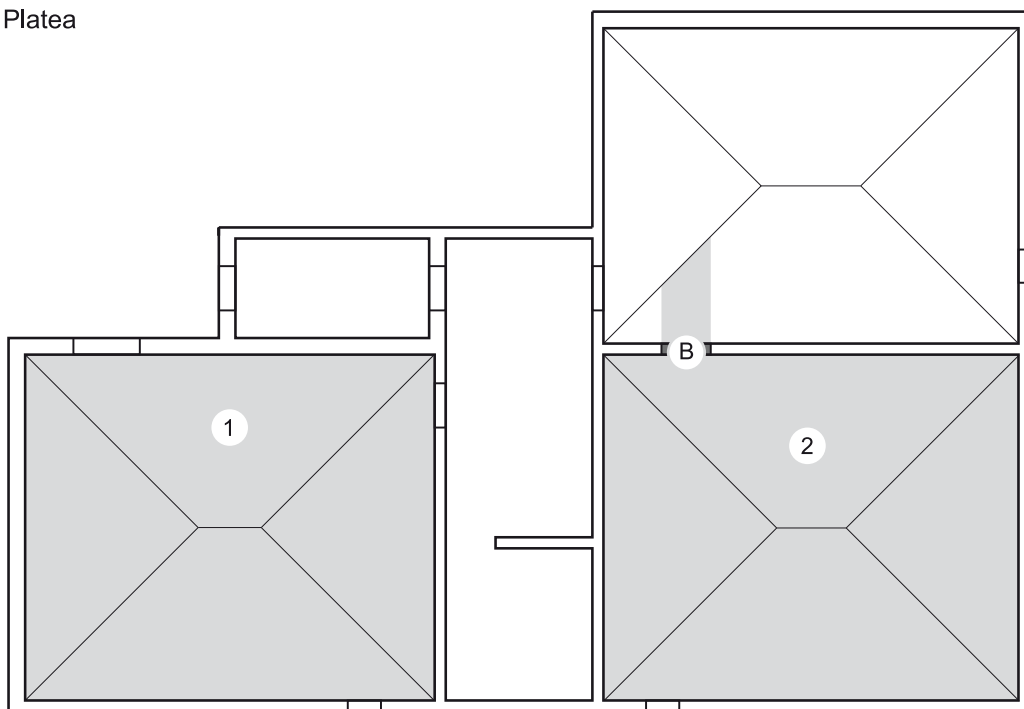
In questo esempio verranno dimensionati i seguenti componenti:

- Campi della soletta 1 (metodo cinematico)
- Campi della soletta 2 (metodo statico)
- Appoggio sostitutivo A nella soletta (metodo cinematico)
- Campi delle platee 1 e 2 (metodo cinematico)
- Appoggio sostitutivo B nella platea (metodo cinematico)
- Parete W1 (metodo cinematico)

Soletta



Platea



3.2.3 Materiali

Acciaio d'armatura B500B

Valore di calcolo del limite di snervamento
Modulo di elasticità

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

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

Calcestruzzo C30/37

Valore di calcolo della resistenza alla compressione
Valore di calcolo della tensione tangenziale ultima
Modulo di elasticità
Grana max. degli inerti

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

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

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

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

Rivestimento armatura: (valore minimo / valore di calcolo)

verso terra 35 / 40 mm
nell'edificio 20 / 25 mm

3.2.4 Terreno di fondazione

Terreno di fondazione tipo I_a

3.3 Campo della soletta 1

3.3.1 Valore di dimensionamento delle azioni

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

q_d valore di dimensionamento delle azioni sulla soletta

$g_{k,EG}$ valore caratteristico del peso proprio della soletta

$g_{k,AL}$ valore caratteristico del carico strutturale (50 mm di strato sulla soletta)

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico dell'onda d'urto dell'aria

ψ_{21} coefficiente di riduzione

q_{k1} valore caratteristico del carico utile nell'edificio

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2 Armatura



Armatura di taglio ø8 s=150/150

3.3.3 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]	Osservazioni
x+	Campo	ø12/150	754	369	0.20	164	
y+	Direzione x	ø12/150	754	357	0.21	159	
x1-	Direzione y	ø12/150	754	254	0.30	113	Parete determinante
x2-	Parete perimetrale inferiore	ø12/150	754	269	0.28	119	Parete determinante
y1-	Parete perimetrale superiore	ø12/150	754	254	0.30	113	Parete determinante
y2-	Parete perimetrale sinistra	ø12/150	754	357	0.21	159	
	Parete intermedia destra	ø12/150	754	357	0.21	159	

3.3.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

3.3.5 Resistenza ultima a taglio

Verifica della resistenza ultima a taglio con il carico limite a flessione della soletta, dato che

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

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

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

Forza di taglio sul lato corto (x):

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 363 = 345 \text{ mm}$. Si presuppone l'inclinazione del campo di pressione con $\alpha = 30^\circ$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 345 \text{ mm}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 801 \text{ kN/m}$

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 3'615 \text{ kN/m}$

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

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

Sui bordi lunghi della soletta viene posizionata un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

3.4 Campo della soletta 2

Il campo della soletta 2 deve essere dimensionato in base al carico lineare sulla soletta con il metodo statico.

3.4.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Il carico della soletta per la sollecitazione a flessione corrisponde al valore indicato per il campo della soletta 1.

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

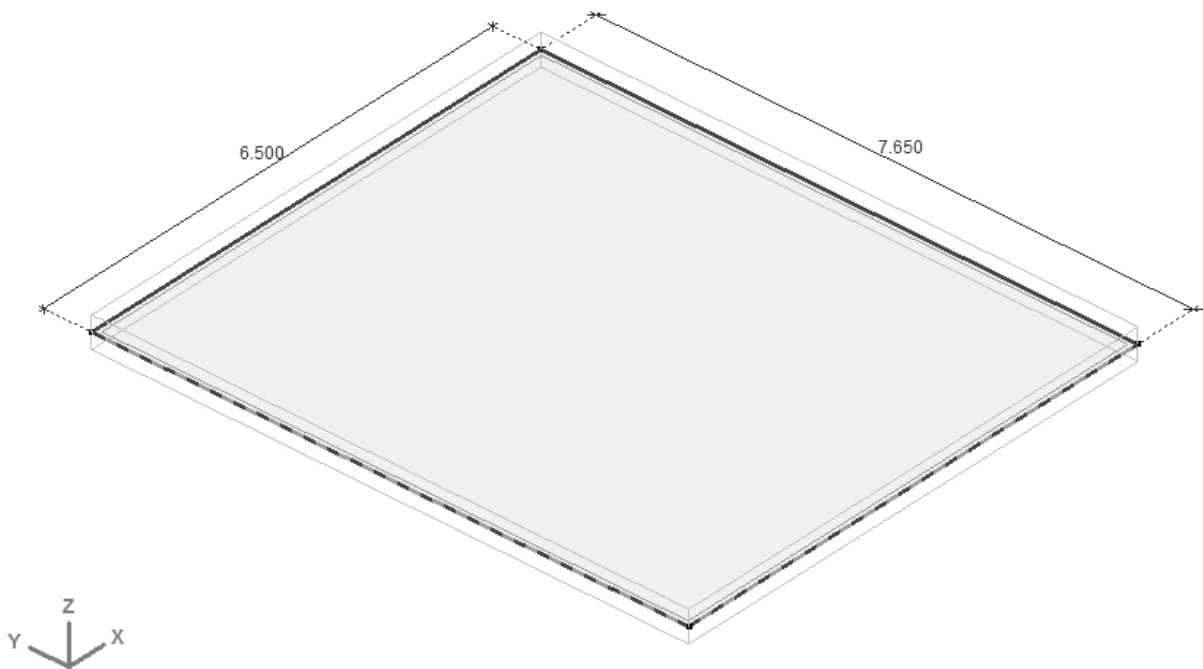
Il carico della soletta per la sollecitazione a taglio è pari a:

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

Oltre al carico della superficie viene applicato il carico lineare della parete in muratura

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

3.4.2 Modello statico



La soletta viene fissata in modo elastico lungo le pareti perimetrali. Il fissaggio presenta un momento limite che corrisponde alla resistenza ultima alla flessione della parete adiacente.

$$m_{Rd,fissaggio} = 151 \text{ kNm/m con armatura } \varnothing 14/150$$

Nelle pareti interne la soletta viene posizionata su appoggi lineari snodati. Lungo le pareti interne sui bordi della soletta vengono applicati momenti flettenti, che corrispondono alle resistenze ultime alla flessione dei campi delle solette adiacenti.

$$m_{Rd} = 164 \text{ o } 159 \text{ kNm/m con armatura } \varnothing 12/150 \text{ (Ipotesi)}$$

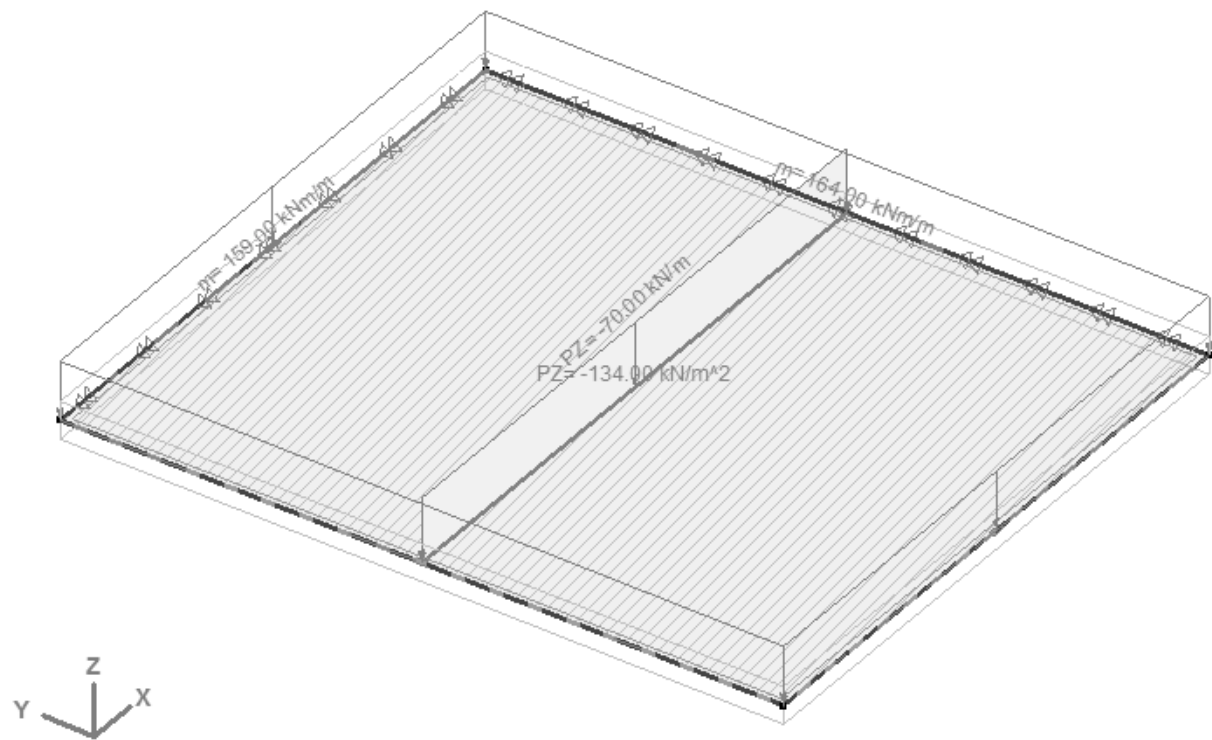
Le azioni verranno calcolate con un programma FE.

Convenzione utilizzata per la traccia: i momenti flettenti negativi generano sollecitazioni di trazione sul lato inferiore della soletta.

3.4.3 Tipi di carico

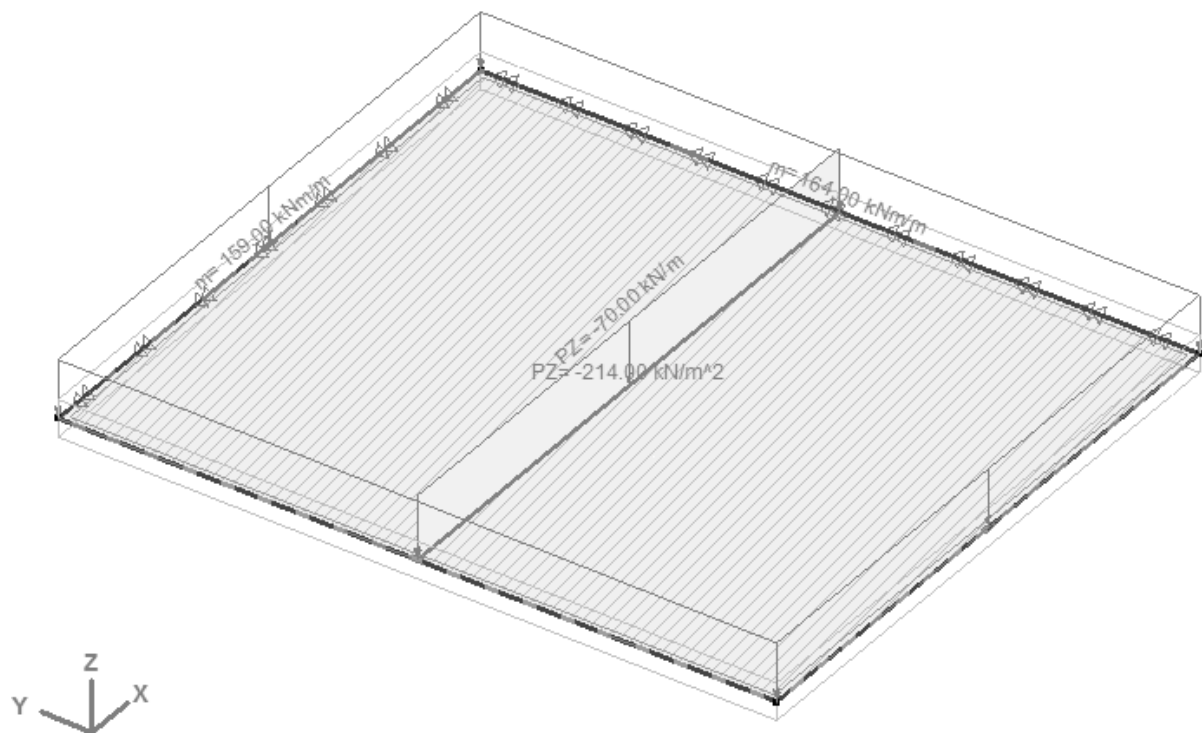
Carico per flessione

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



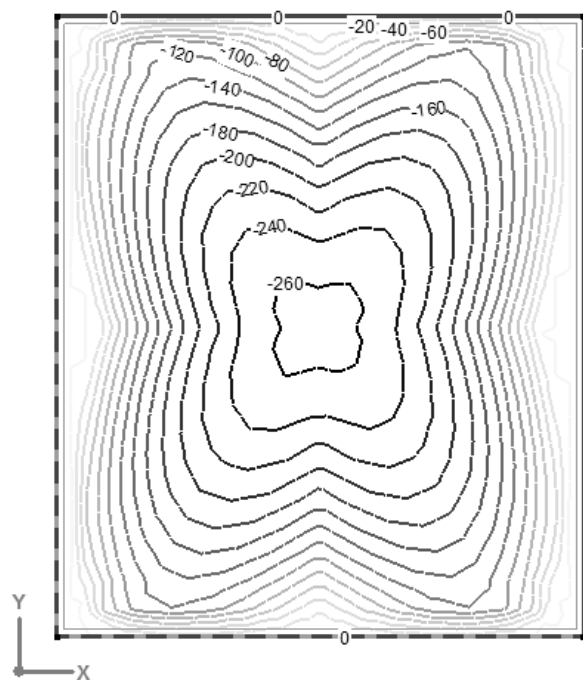
Carico per taglio

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

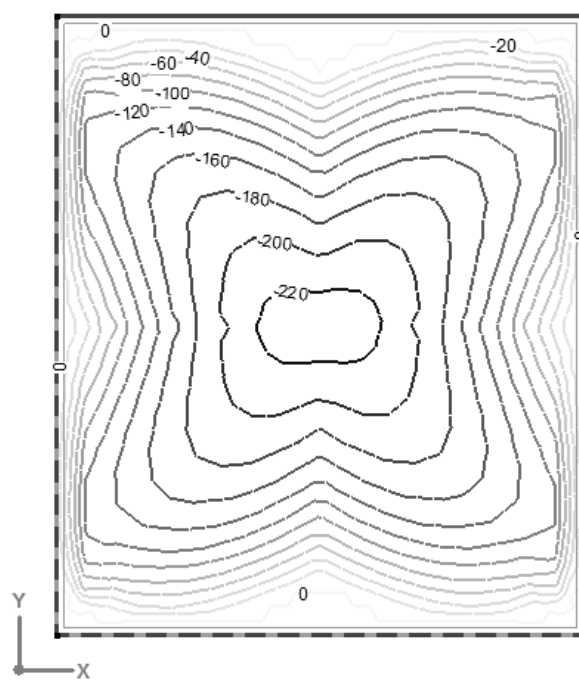


3.4.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Momenti flettenti degli strati di armatura inferiori

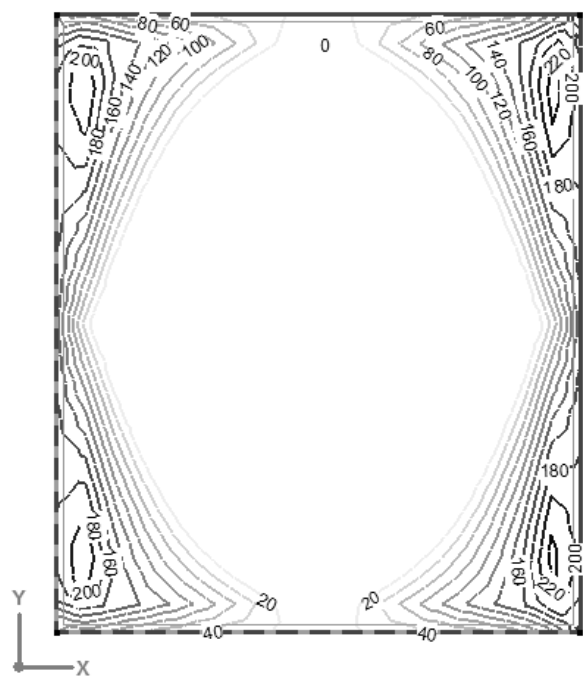


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x

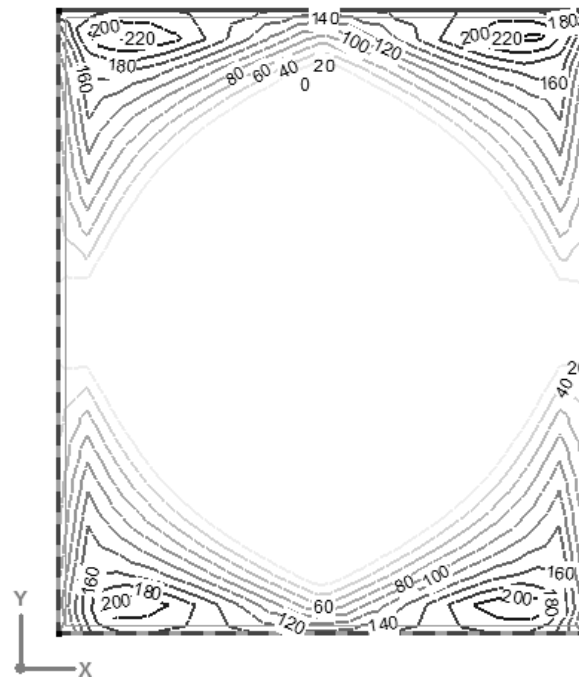


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione y

Momenti flettenti degli strati di armatura superiori

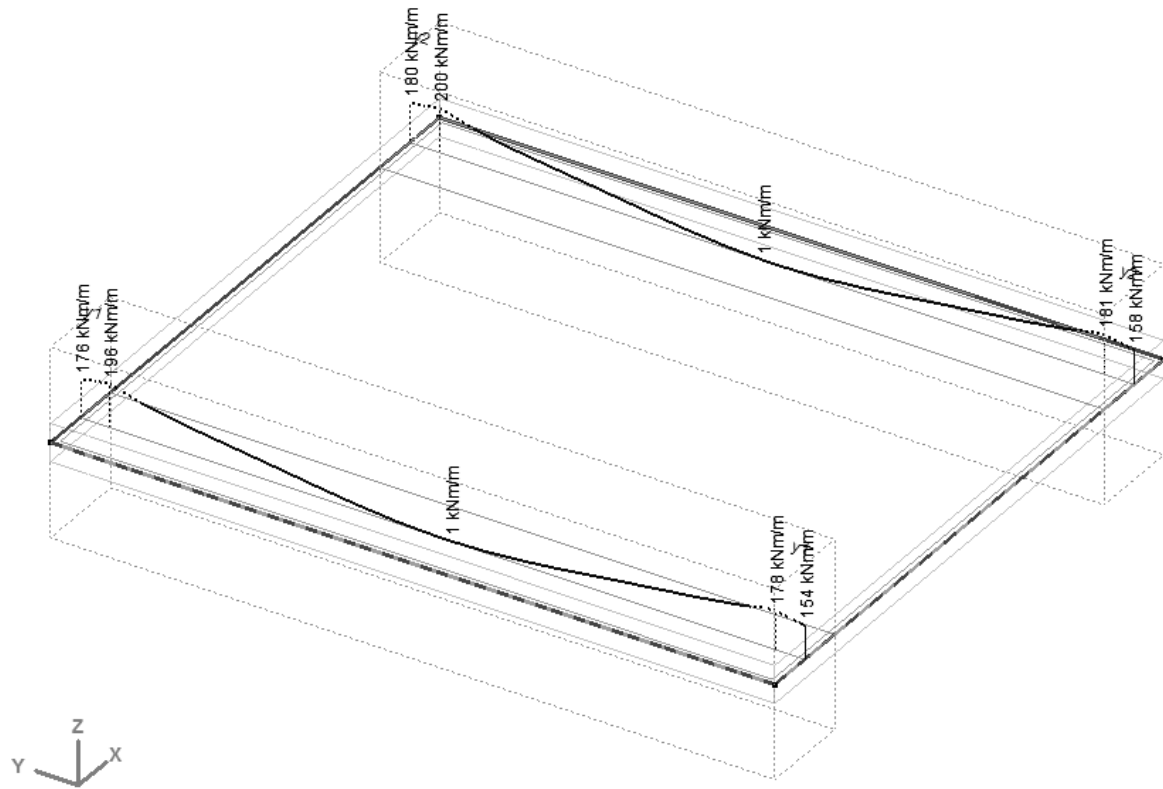


Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione x

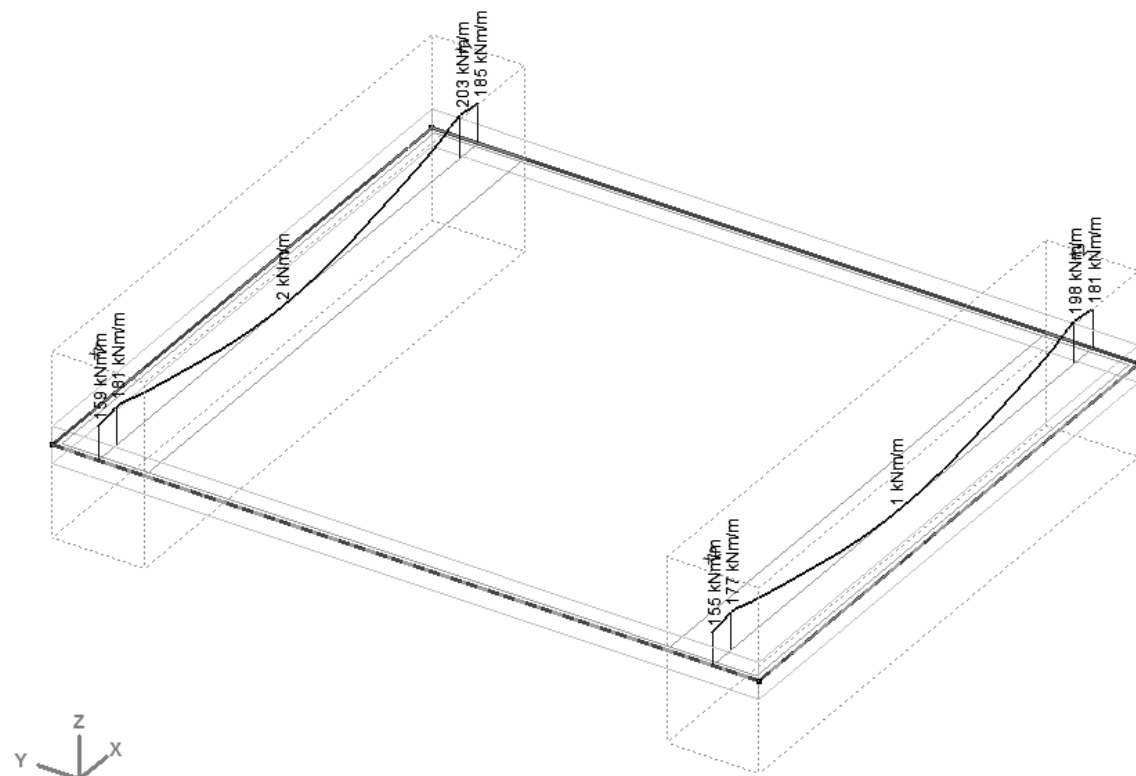


Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione y

Per il dimensionamento dell'armatura a flessione superiore vengono introdotte sezioni delle travi di larghezza pari a $b = 1$ m. I momenti flettenti verranno integrati nella larghezza della trave.



Sezioni delle travi per il dimensionamento dell'armatura superiore in direzione y



Sezioni delle travi per il dimensionamento dell'armatura superiore in direzione x

Resistenze ultime alla flessione

Armatura inferiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 21.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 367.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 357.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.37 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 288 \text{ kNm/m}$

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

Armatura inferiore in direzione y

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 21.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 351.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 341.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.38 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 275 \text{ kNm/m}$

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

Armatura superiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 16.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 368.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 361.0 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.28 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m}$

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

Armatura superiore in direzione y

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	3° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 14 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

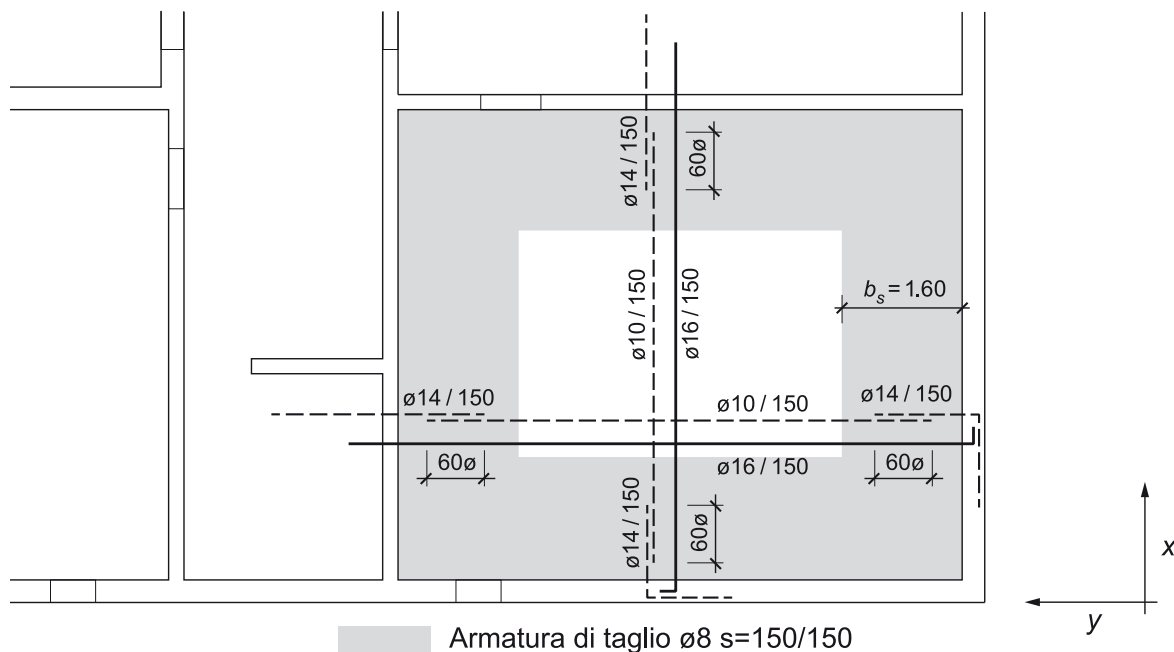
Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 16.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 354.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 347.0 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.29 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 214 \text{ kNm/m}$

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

3.4.5 Armatura

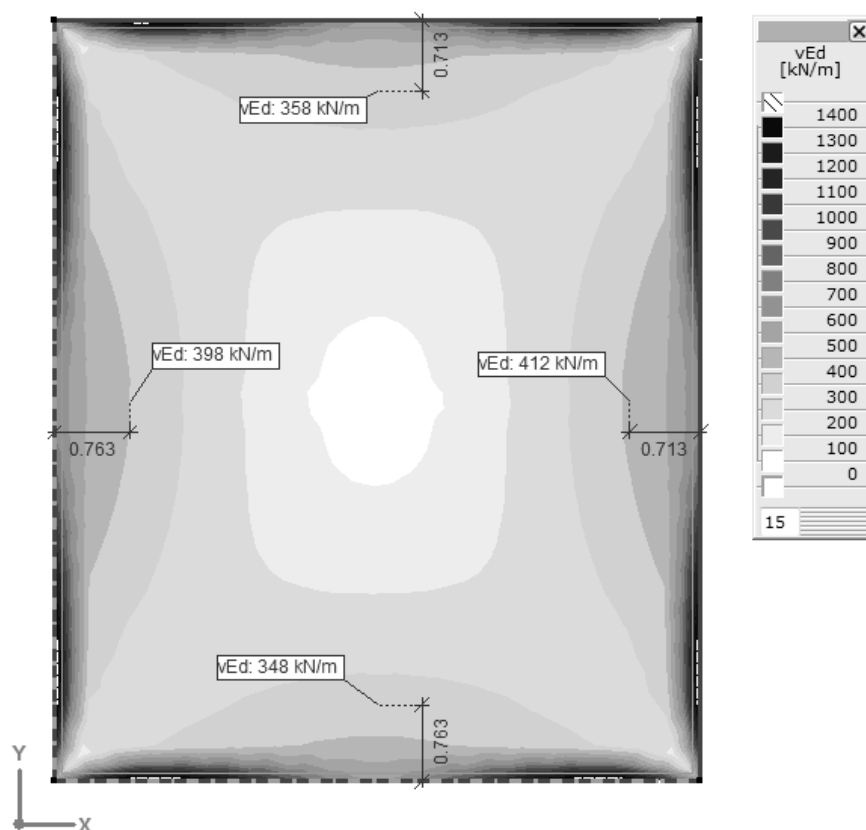


3.4.6 Resistenza ultima a taglio

Forza di taglio determinante

Si presume l'inclinazione del campo di pressione con $\alpha = 30^\circ$.

La forza di taglio determinante per il dimensionamento dell'armatura di taglio si trova alla distanza di $a = z \cdot \cot(\alpha) = 354 \cdot \cot(30^\circ) = 613$ mm dal bordo dell'appoggio (oppure 763 mm e quindi 713 mm dalle assi della parete) e al massimo misura $v_d = 412$ kN/m.



Resistenza al taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 354 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

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

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 822 \text{ kN/m}$

Coefficiente di riduzione della resistenza
a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

**Resistenza del campo di
compressione del calcestruzzo** $v_{Rd,c} = 3'710 \text{ kN/m}$

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

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

Area con armatura di taglio

Si presume che non si possano escludere deformazioni plastiche dell'armatura a flessione.
La resistenza al taglio senza armatura di taglio viene quindi calcolata nel seguente modo:

Geometria

altezza statica $d = 359 \text{ mm}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Stato dell'armatura a flessione Plastico

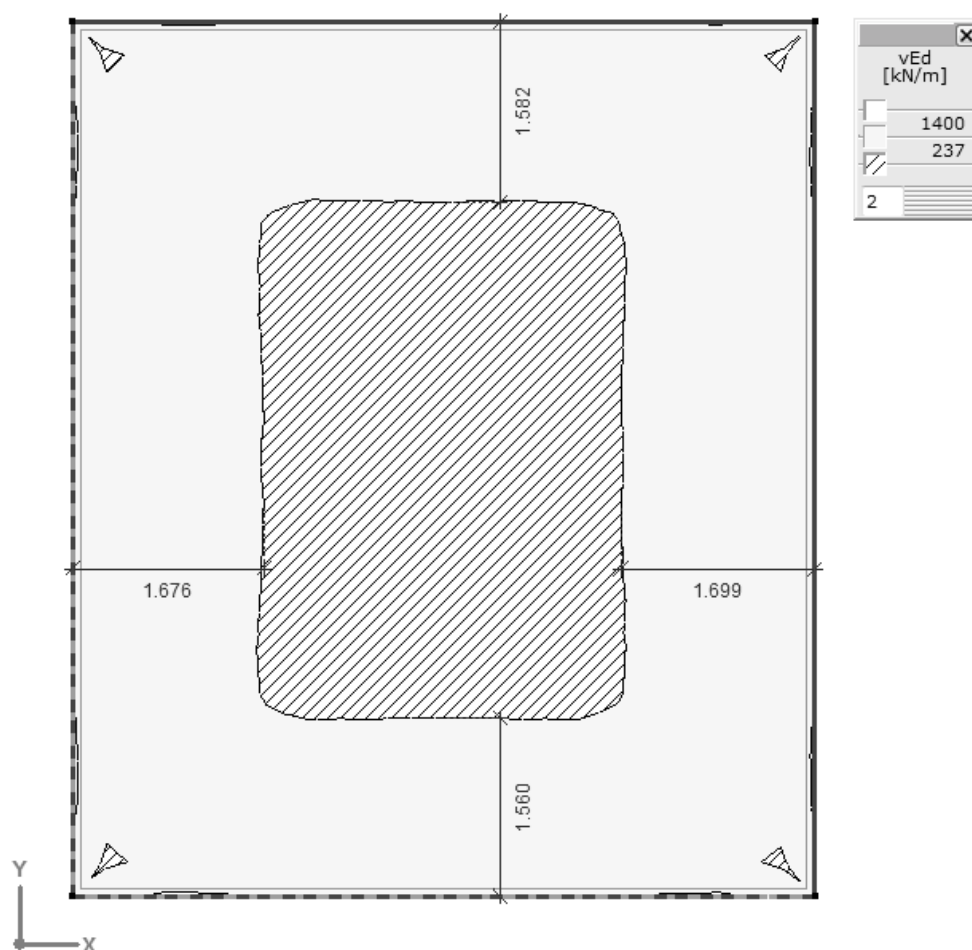
Dilatazione dell'armatura a flessione $\varepsilon_v = 0.0044$

Coefficiente grana max. $k_g = 1.00$

Coefficiente resistenza al taglio $k_d = 0.39$

Altezza statica effettiva $d_v = 359 \text{ mm}$

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



Nell'area tratteggiata può essere effettuata la verifica della resistenza ultima a taglio senza armatura di taglio ($v_d < v_{Rd} = 237 \text{ kN/m}$). Nelle aree grigie lungo i bordi della soletta è necessaria un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

3.5 Appoggio sostitutivo A

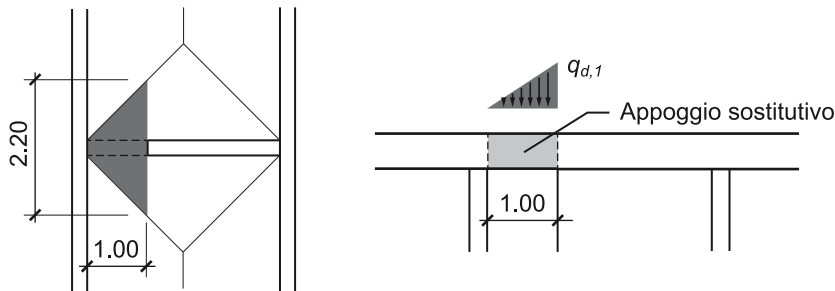
3.5.1 Valore di dimensionamento delle azioni

L'appoggio sostitutivo A viene utilizzato come tale per i campi delle solette 3 e 4. In base alle portate ridotte dei campi delle solette 3 e 4 si presume che il relativo carico limite a flessione sia maggiore del carico massimo con $\Phi = 2.0$. L'appoggio sostitutivo viene dimensionato con le reazioni di appoggio delle solette, calcolato con $\Phi = 2.0$.

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

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

L'appoggio sostitutivo viene dimensionato come fosse una trave integrata nello spessore.



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

Il momento della trave semplice è pari a:

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

3.5.2 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Resistenza ultima alla flessione

Geometria

Altezza componente	$h = 400 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b = 200 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 10 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Numero strati	$n = 2$
Sezione acciaio	$A_s = 226 \text{ mm}^2$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 18.1 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 359.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 351.3 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.32 \%$

Resistenza ultima alla flessione $M_{Rd} = 48 \text{ kNm}$

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

3.5.3 Resistenza ultima a taglio

Forza di taglio determinante

Forza di taglio nella distanza a dal bordo dell'appoggio:

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

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

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne

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

Larghezza componente

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

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione

$$\alpha = 45^\circ$$

Armatura di taglio

Diametro

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

Distanza

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

Numero sezioni

$$2$$

Inclinazione dell'armatura di taglio

$$\beta = 0^\circ$$

Percentuale dell'armatura di taglio

$$\rho_w = 0.34 \%$$

Resistenza dell'armatura di taglio

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

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo

$$k_c = 0.55$$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo

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

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

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

3.6 Campi delle platee 1 e 2

3.6.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Valore di dimensionamento delle azioni sulla platea

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

δ Coefficiente di ripartizione delle azioni del terreno di fondazione

g_k Azioni permanenti senza la parte della platea, ripartite in maniera uniforme

Φ Fattore di carico dinamico

q_k Valore caratteristico delle azioni dovute al terreno di fondazione a seguito dell'onda d'urto dell'aria

ψ_{21} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile

q_{k1} Valore caratteristico di un'azione concomitante

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

$\Phi = 1.2$ per flessione (ITC 2017, tabella 4)

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

3.6.2 Carichi dell'edificio sovrastante per utilizzo in tempi di pace



Conversione dei carichi lineari per utilizzo in tempi di pace su carichi (sostitutivi) ripartiti in maniera uniforme

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

Carico della soletta della costruzione di protezione per utilizzo in tempi di pace

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

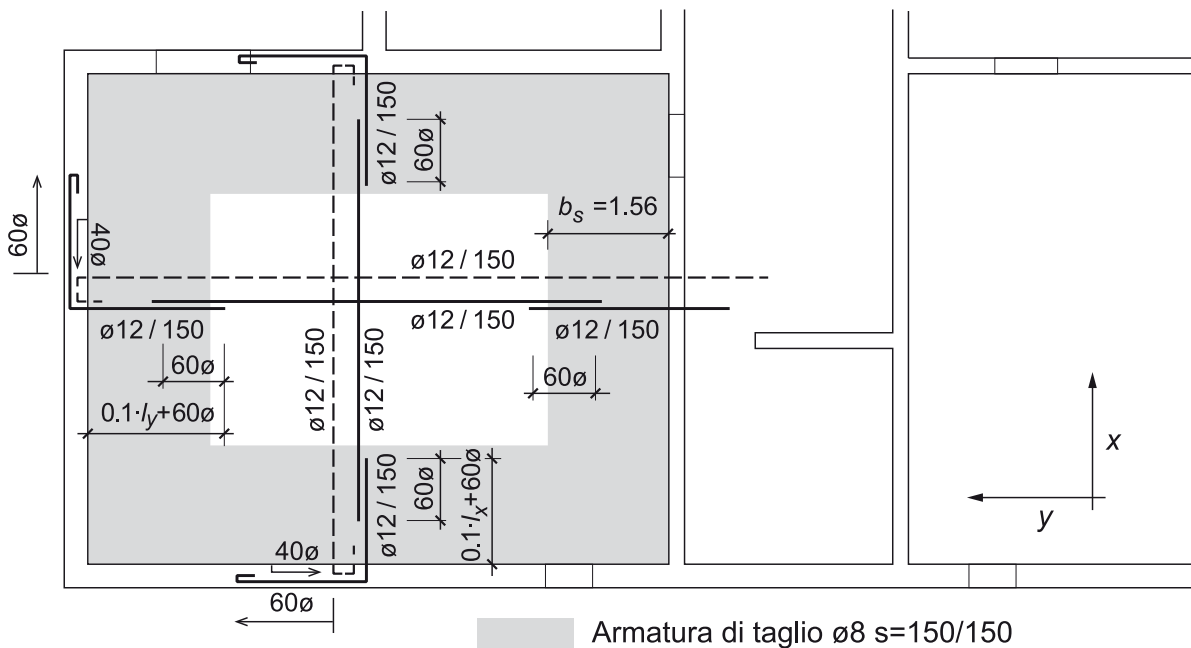
Pesi propri delle pareti della costruzione di protezione

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

Valore di dimensionamento dell'azione sulla platea

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

3.6.3 Armatura



3.6.4 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	Campo	ø12/150	754	249	0.30	110
y+	Direzione x	ø12/150	754	237	0.32	105
x1-	Direzione y	ø12/150	754	234	0.32	104
x2-	Parete perimetrale inferiore	ø12/150	754	234	0.32	104
x2-	Parete perimetrale superiore	ø12/150	754	234	0.32	104
y1-	Parete perimetrale sinistra	ø12/150	754	222	0.34	98
y2-	Parete intermedia destra	ø12/150	754	222	0.34	98

3.6.5 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

3.6.6 Resistenza ultima a taglio

Per la verifica della resistenza ultima a taglio l'azione del terreno di fondazione di tipo I_a sulla platea è pari al valore in base al capitolo 6.4, ITC 2017

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

Forza di taglio sul lato corto (x):

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 228 = 216$ mm e con un'inclinazione del campo di pressione di $\alpha = 30^\circ$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 216$ mm

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\varnothing = 8$ mm

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150$ mm

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150$ mm

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22$ %

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 501$ kN/m

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 2'263$ kN/m

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

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

Sui bordi viene posizionata un'armatura di taglio.

Larghezza con armatura di taglio

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

3.7 Appoggio sostitutivo B nella platea

3.7.1 Verifica della sicurezza strutturale

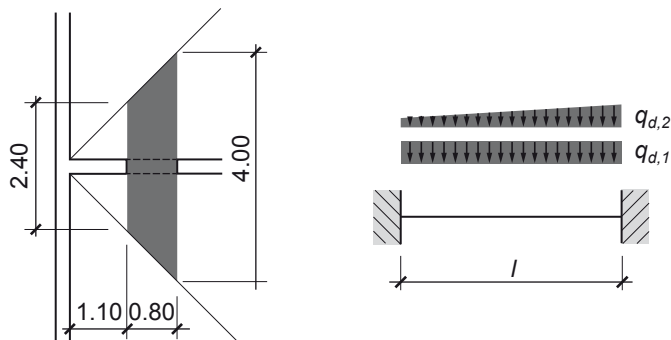
Considerata come trave, ovvero in base alla condizione dell'appoggio sostitutivo

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

Taglio $q_d = q_{Rd,travi} \leq 1.6 \cdot q_{d,max}$

Fattori:

- 1.6 secondo capitolo 6.4, ITC 2017, dato che sull'appoggio praticamente viene trasmesso l'intero carico.
- 1.1 secondo il capitolo 7.7.5, ITC 2017, dato che si tratta di un appoggio sostitutivo



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

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

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

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

3.7.2 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Momento massimo sulla trave semplice:

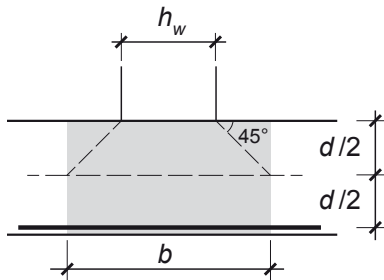
$$M_{0d} \sim \frac{q_{d,1} \cdot l^2}{8} + \frac{q_{d,2} \cdot l^2}{9 \cdot \sqrt{3}}$$

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

Ipotesi:

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

per definire la larghezza della trave viene selezionata un'ampiezza della forza pari a 45° .



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

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

Resistenza ultima alla flessione

Geometria

Altezza componente	$h = 280 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b = 430 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Strati	$a = 1$
Sezione acciaio	$A_s = 324 \text{ mm}^2$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.1 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 222.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 216.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.34 \%$

Resistenza ultima alla flessione $M_{Rd} = 42 \text{ kNm}$

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

Carico limite a flessione

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

3.7.3 Resistenza ultima a taglio

Ipotesi: $\alpha = 45^\circ$

Qui entrambi i momenti di incastro presentano la stessa grandezza. Per questo non risulta alcuna conversione della forza di taglio.

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

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne	$z = 217 \text{ mm}$
Larghezza componente	$b_w = 430 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione	$\alpha = 45^\circ$
-------------------------------------	---------------------

Armatura di taglio

Diametro	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Numero sezioni	2
Inclinazione dell'armatura di taglio	$\beta = 0^\circ$
Percentuale dell'armatura di taglio	$\rho_w = 0.35 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio	$V_{Rd,s} = 196 \text{ kN}$
---	---

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo	$k_c = 0.55$
--	--------------

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo	$V_{Rd,c} = 1'129 \text{ kN}$
--	---

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

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

3.8 Pareti perimetrali interrato

Rapporto luce $L_y/L_x = 7.4/2.6 = 2.8 > 2.4$

Le pareti perimetrali interrato verranno dimensionate come solette portanti in un'unica direzione.

3.8.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Il dimensionamento delle pareti perimetrali interrato viene effettuato secondo il capitolo 6.5, ITC 2017.

Ipotesi terreno di fondazione:

Angolo di resistenza al taglio

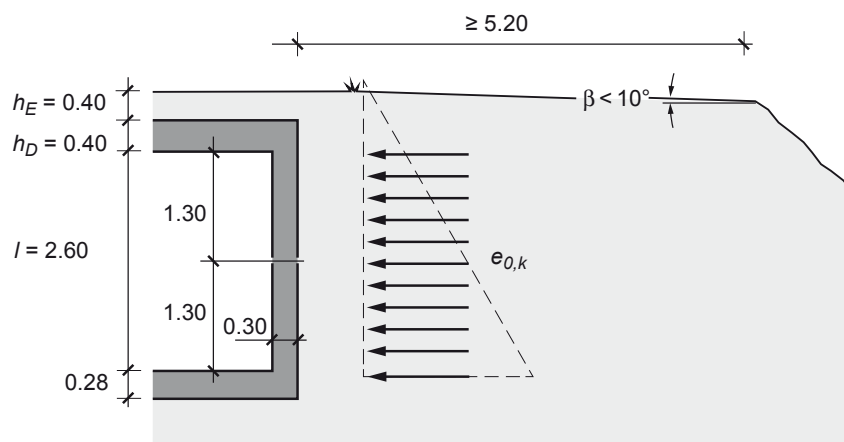
$$\varphi = 30^\circ$$

Peso spazio umido

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di pressione statica della terra

$$K_0 = 0.5$$



Pressione statica della terra al centro della parete

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

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

L'effetto in seguito all'onda d'urto dell'aria e all'onda sismica viene definito alla figura 22, ITC 2017

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

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

Valore di dimensionamento dell'azione

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

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

3.8.2 Armatura

Armatura minima zona soggetta a trazione

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

Armatura minima zona soggetta a compressione

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

3.8.3 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	Campo Direzione x	$\varnothing 10/150$	524	270	0.19	84
x1-	Soletta	$\varnothing 10/150$	524	255	0.21	79
x2-	Plinto di fondazione	$\varnothing 10/150$	524	255	0.21	79

3.8.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

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

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

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

3.8.5 Resistenza ultima a taglio

Verifica della resistenza ultima a taglio con il carico limite a flessione della parete, dato che

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

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

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Resistenza al taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 255 = 242$ mm. Si presuppone l'inclinazione del campo di pressione con $\alpha = 30^\circ$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 242$ mm

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\varnothing = 8$ mm

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150$ mm

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150$ mm

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22$ %

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 562$ kN/m

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 2'536$ kN/m

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

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

Lungo i bordi lunghi della soletta viene posizionata un'armatura di taglio.

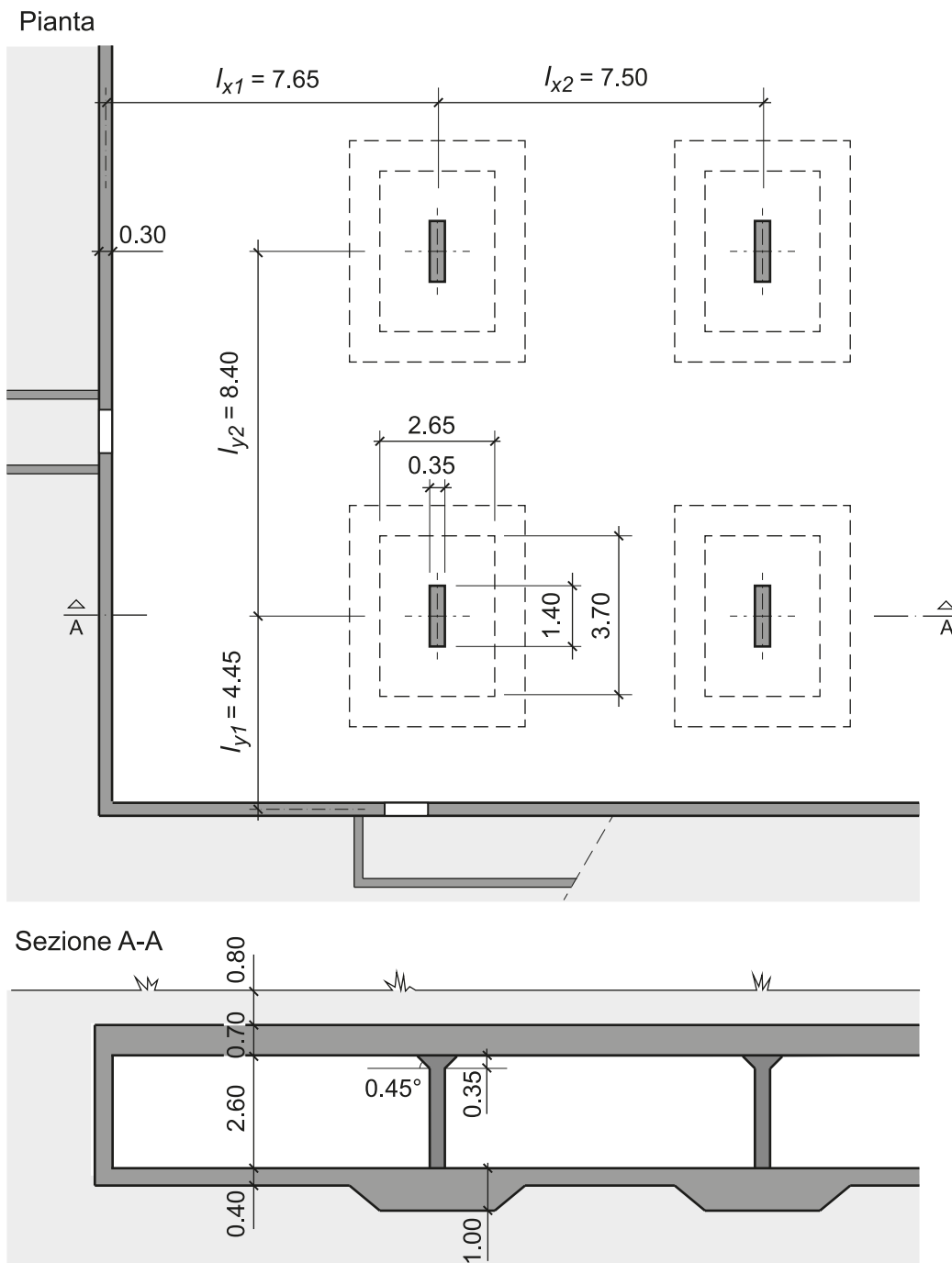
Larghezza con armatura di taglio

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

4 Costruzione di protezione nel garage sotterraneo

4.1 Basi

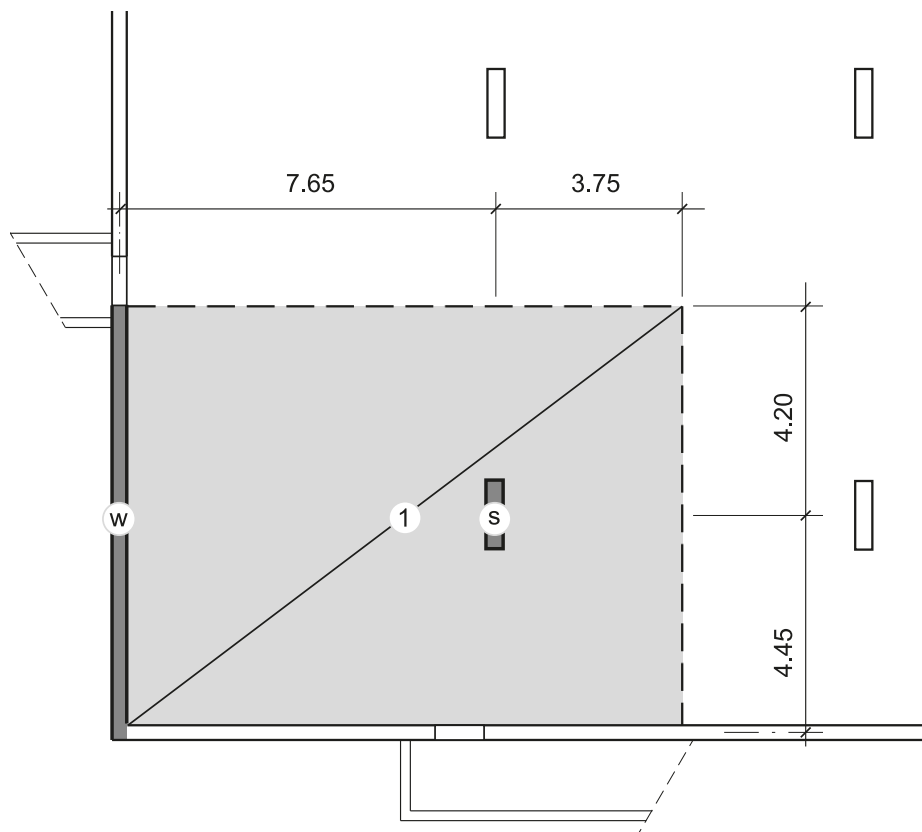
4.1.1 Dimensioni



4.1.2 Descrizione dei componenti portanti

Per i seguenti componenti verranno eseguite l'analisi strutturale e il dimensionamento:

- Campo 1 soletta su appoggio puntuale
- Campo 1 platea
- Parete perimetrale W
- Pilastro S in calcestruzzo
- Pilastro S in acciaio



La verifica della sicurezza strutturale della soletta durante le operazioni di punzonamento viene eseguita per mezzo di un pilastro in calcestruzzo e in acciaio.

La verifica del punzonamento del rinforzo della fondazione nonché la verifica della forza di taglio della platea viene eseguita esclusivamente con il pilastro in calcestruzzo.

4.1.3 Materiali

Acciaio d'armatura B500B

Valore di dimensionamento del limite di snervamento

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

Modulo di elasticità

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

Calcestruzzo C30/37

Valore di dimensionamento della resistenza alla compressione

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

Valore di dimensionamento della tensione tangenziale ultima

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

Valore di dimensionamento della tensione composta

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

Modulo di elasticità

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

Grana max. degli inerti

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

Rivestimento armatura: (valore minimo / valore di calcolo)
verso terra
nell'edificio

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

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

Acciaio d'armatura S355

Valore di dimensionamento del limite di snervamento

$$f_{yd} = 1.3 f_y$$

4.1.4 Terreno di fondazione

Terreno di fondazione tipo I_a

4.2 Soletta su appoggio puntuale

4.2.1 Valore di dimensionamento delle azioni

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

q_d valore di dimensionamento delle azioni sulla soletta

$g_{k,EG}$ valore caratteristico del peso proprio della soletta

$g_{k,AL}$ valore caratteristico del carico strutturale (800 mm di ricopertura in terra)

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico dell'onda d'urto dell'aria

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

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

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

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

Valore di dimensionamento dell'azione per la sollecitazione a flessione

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

Valore di dimensionamento dell'azione della sollecitazione per taglio e punzonamento e della sollecitazione a flessione nelle strisce di sostegno durante l'operazione di punzonamento.

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

4.2.2 Altezze statiche e armatura minima

Altezze statiche

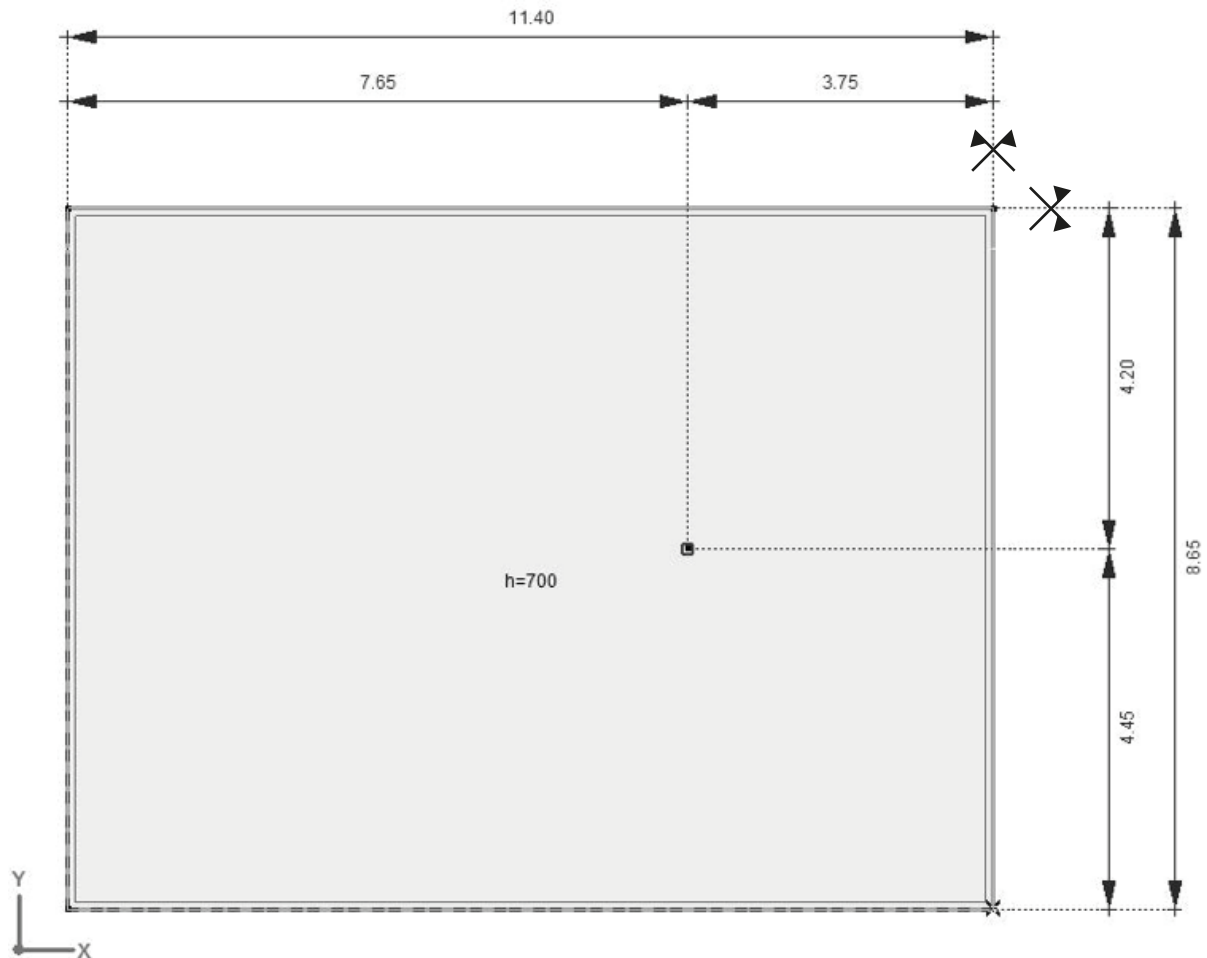
Delle armature superiori $d_x = 630 \text{ mm}$ $d_y = 650 \text{ mm}$ $d_m = 640 \text{ mm}$

Delle armature inferiori $d_x = 645 \text{ mm}$ $d_y = 665 \text{ mm}$ $d_m = 655 \text{ mm}$

Armatura minima

- Armatura minima zona soggetta a trazione
 $a_s = 0.18 \% \cdot 655 \cdot 1'000 = 1'179 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 16/150 (1'340 \text{ mm}^2/\text{m})$
- Armatura minima zona soggetta a compressione:
 $a_s = 0.10 \% \cdot 655 \cdot 1'000 = 655 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 12/150 (753 \text{ mm}^2/\text{m})$

4.2.3 Modello statico



La soletta viene fissata in maniera elastica lungo le pareti perimetrali verso terra. Il fissaggio corrisponde al massimo alla resistenza ultima alla flessione dell'armatura di collegamento della parete. Per il pilastro interno la soletta viene appoggiata in modo puntuale.

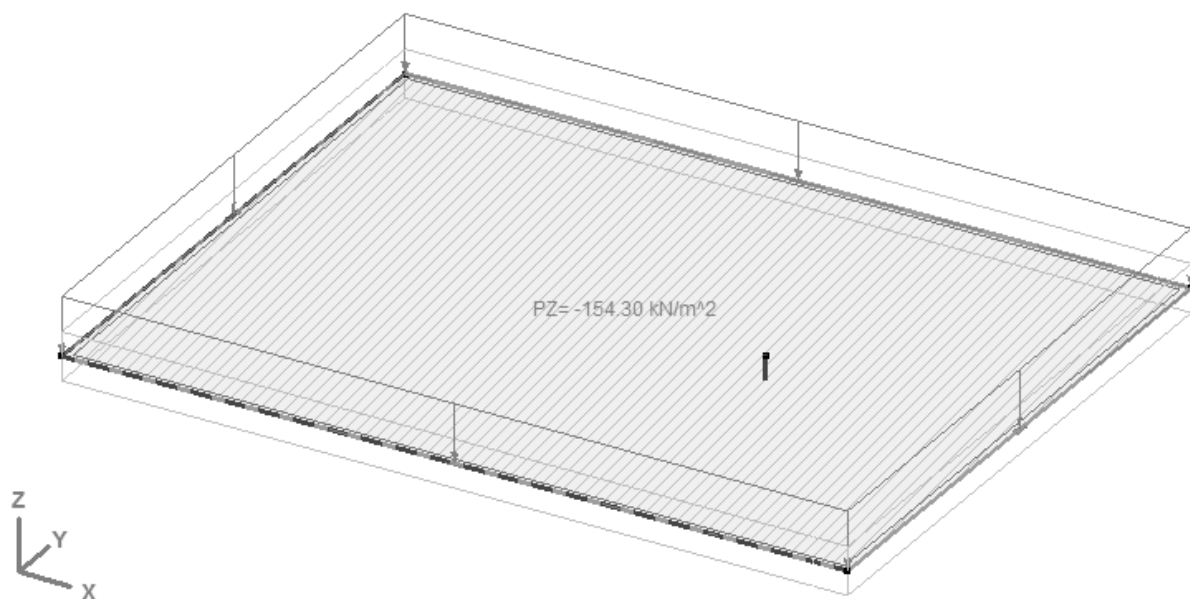
Resistenza ultima alla flessione con $\varnothing 10/150$: $m_{Rd} = 79 \text{ kNm/m}$

Le azioni verranno calcolate con un programma FE.

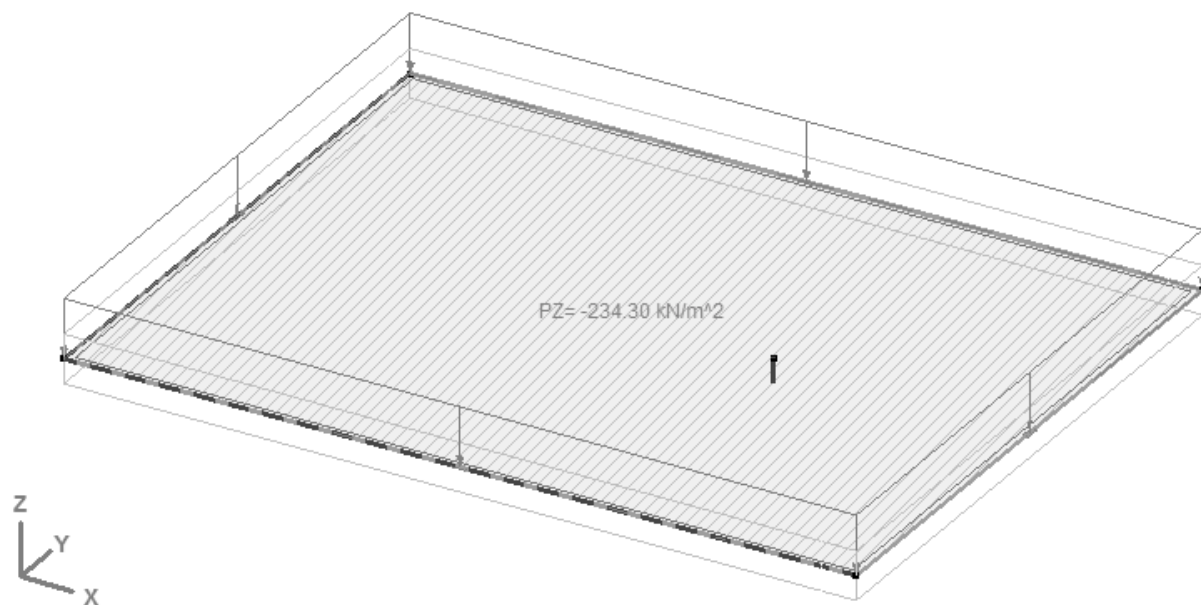
Convenzione utilizzata per la traccia: i momenti flettenti negativi creano sollecitazioni di trazione sul lato inferiore della soletta.

4.2.4 Tipi di carico

Carico per flessione

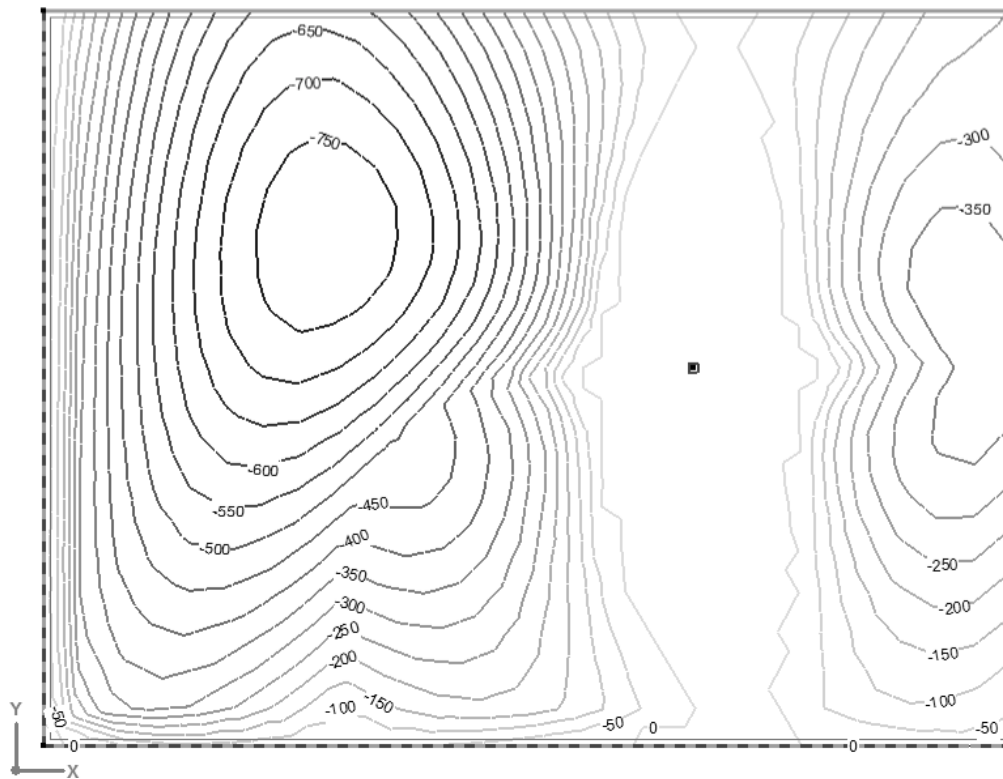


Carico per taglio e punzonamento

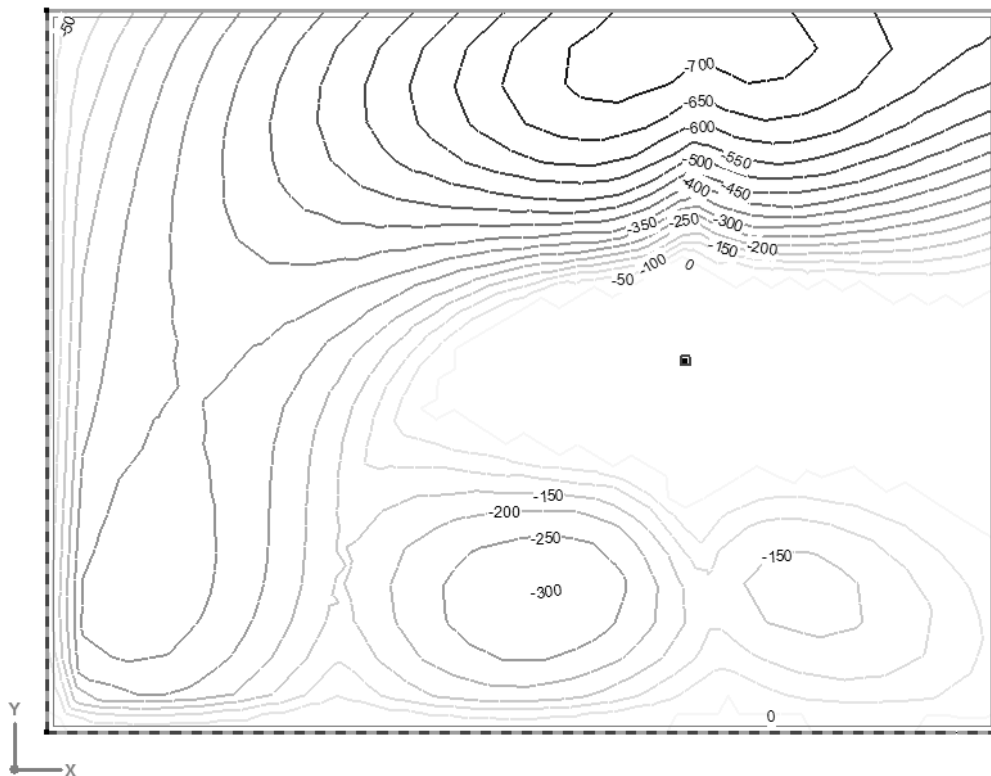


4.2.5 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

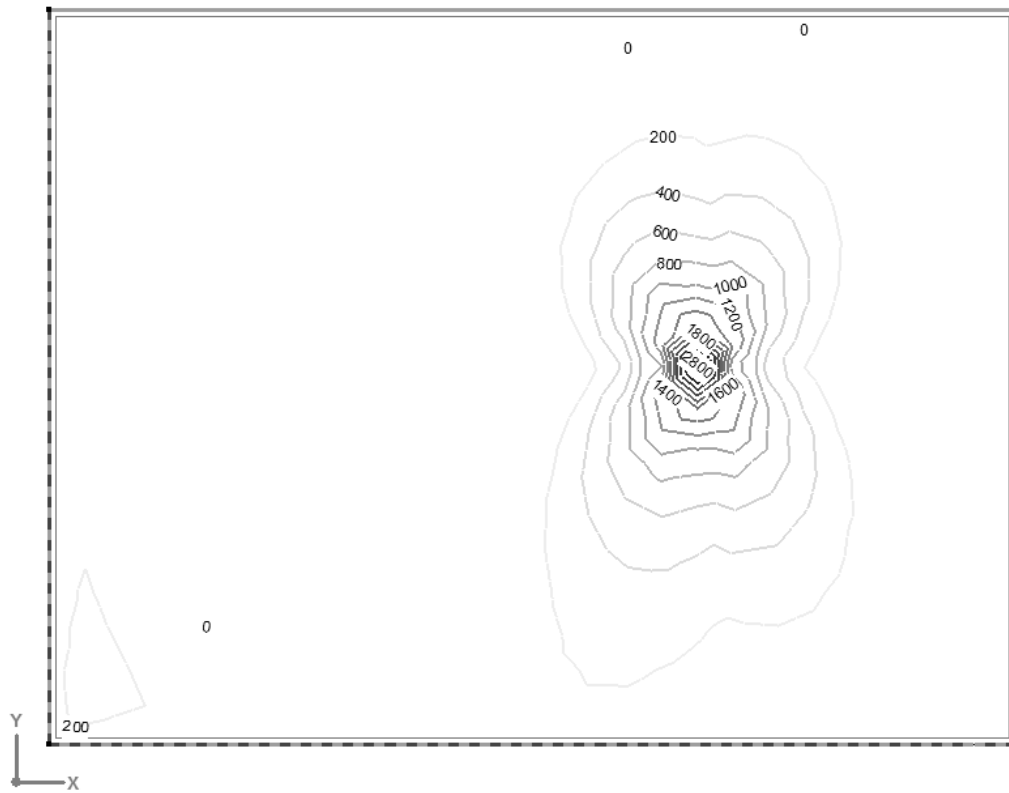
Momenti flettenti degli strati di armatura inferiori



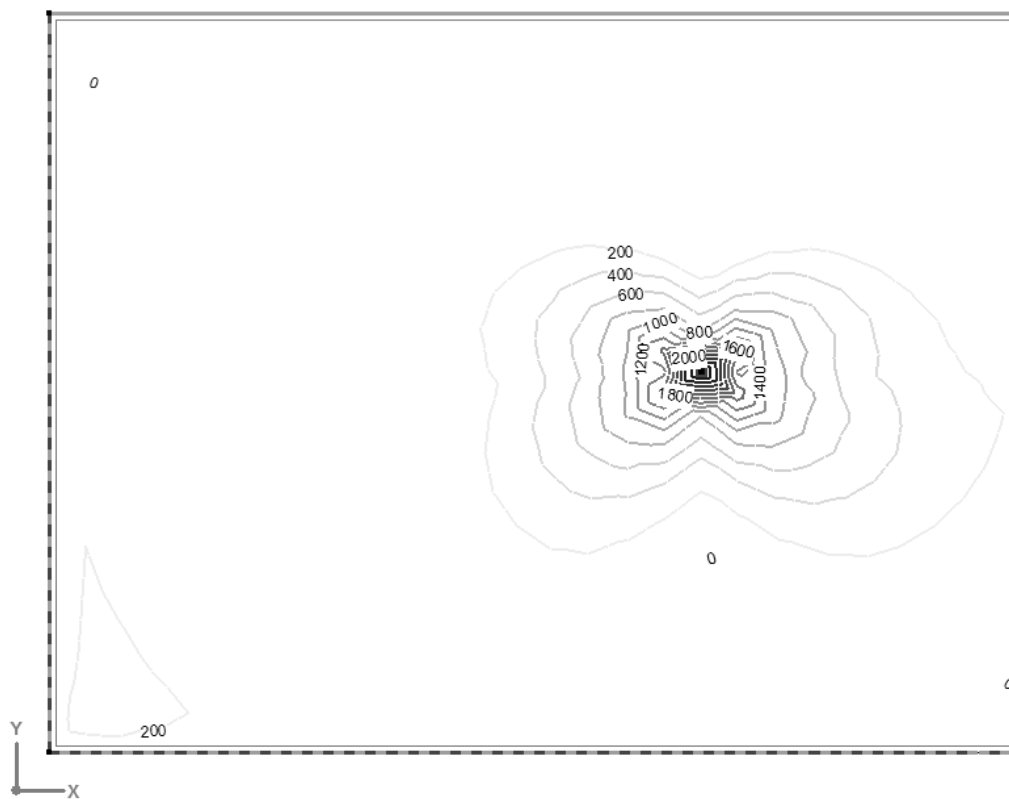
Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x



Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione y

Momenti flettenti degli strati di armatura superiori

Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione x



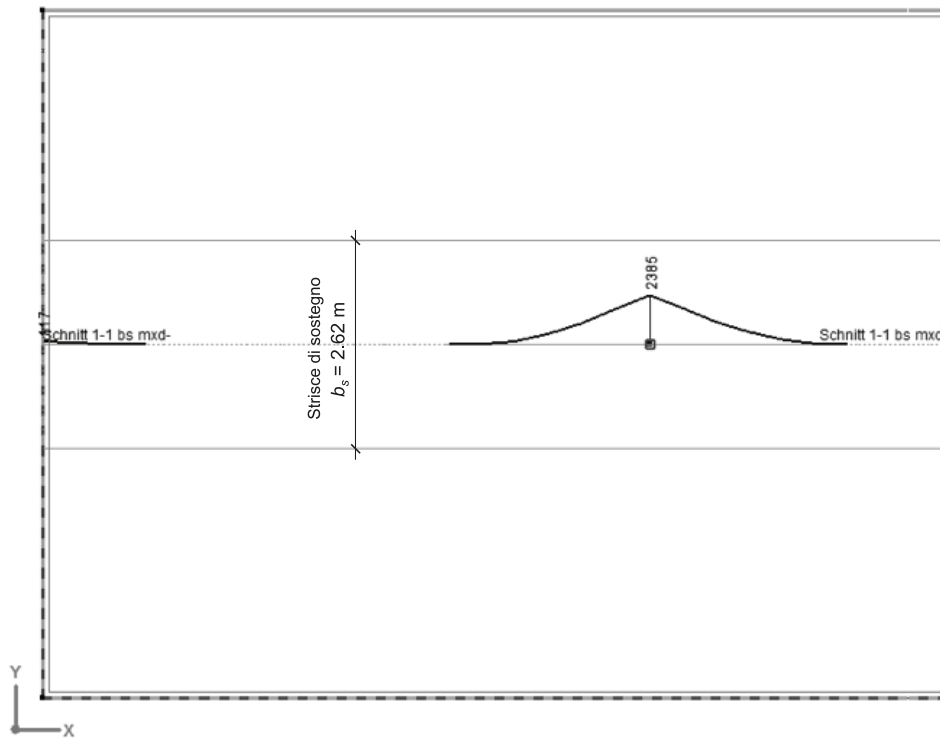
Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione y

La larghezza rappresentativa b_s della striscia di sostegno viene calcolata secondo la norma SIA 262:2013, capitolo 4.3.6. La distanza r_{sx} e quindi r_{sy} tra l'asse del pilastro e il punto di momento zero in direzione x e y viene definita con il livello di approssimazione 2.

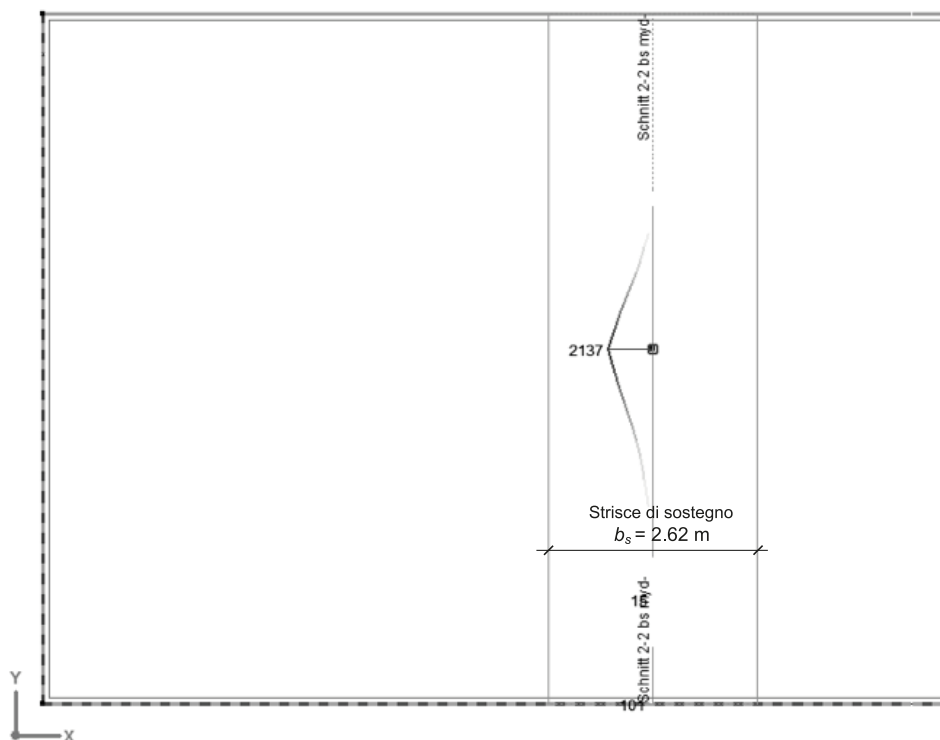
$$r_{sx} = 0.22 \cdot l_x = 0.22 \cdot 7.50 \text{ m} = 1.65 \text{ m}$$

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

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



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione x nella striscia di sostegno con $\Phi = 2.0$



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione y nella striscia di sostegno con $\Phi = 2.0$

Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x

Geometria

Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 21.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 651.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 641.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.21 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 516 \text{ kNm/m}$

Con la percentuale minima di armatura la resistenza ultima alla flessione è pari a $m_{Rd} = 516 \text{ kNm/m}$. Nei campi soggetti a una maggiore sollecitazione è necessaria una percentuale di armatura più elevata.

Geometria

Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 1° strato	$\varnothing = 16 \text{ mm}$

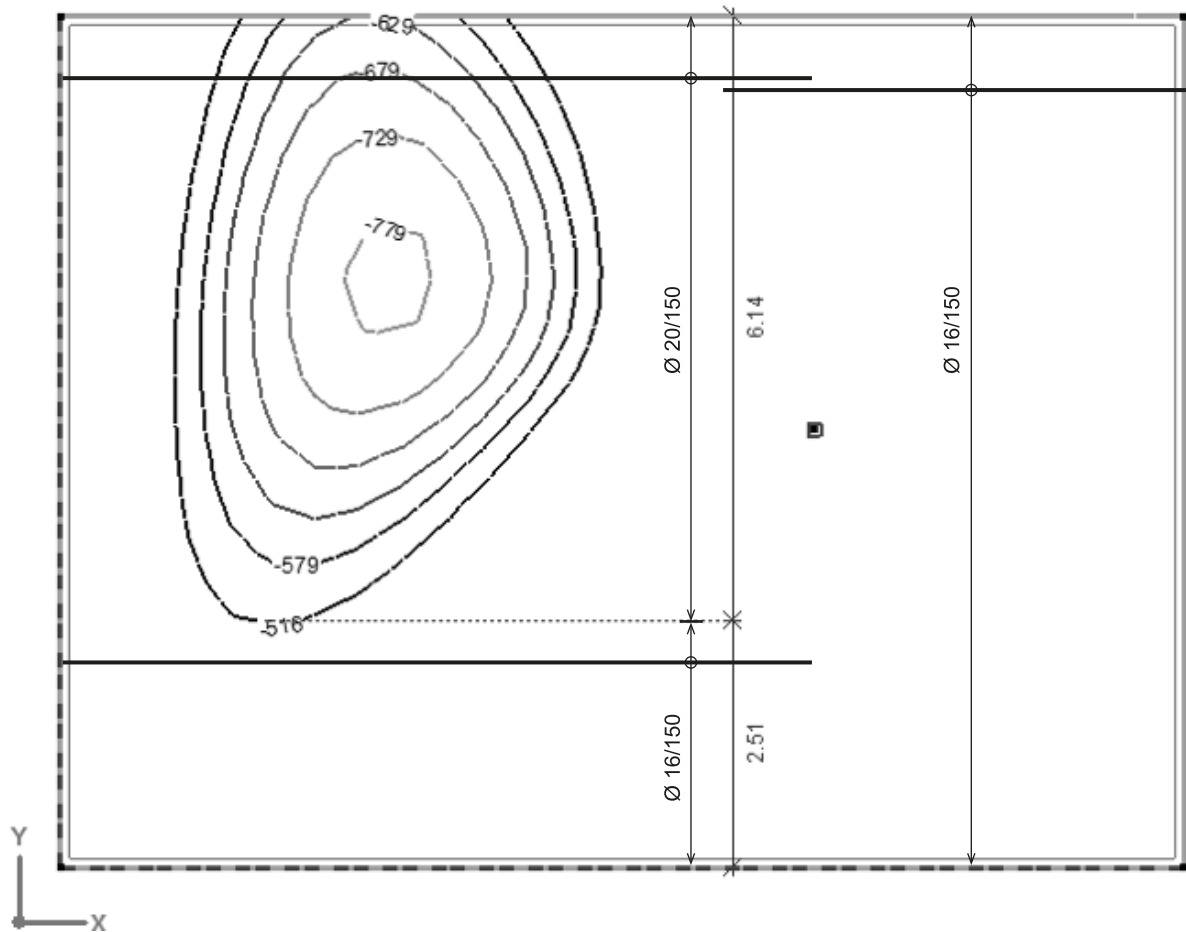
Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 2'094 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 33.6 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 649.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 634.7 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.32 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 798 \text{ kNm/m}$

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

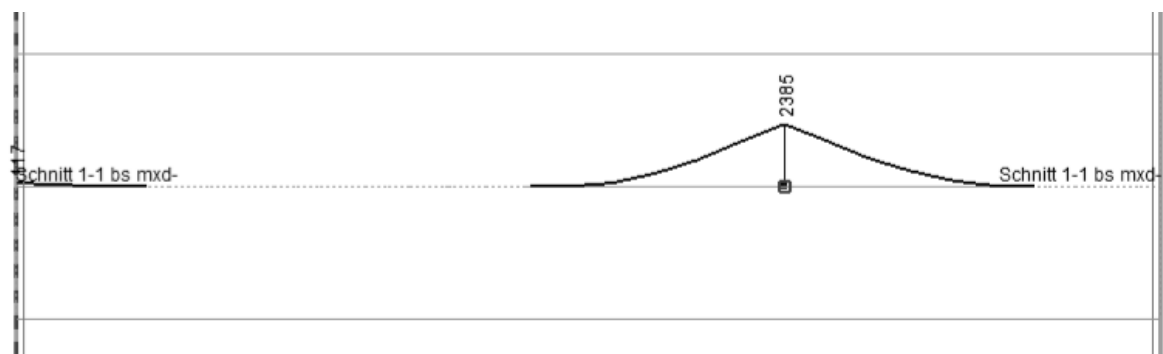


(rappresentato solo $m_{xd} < m_{Rd} = -516$ kNm/m)

Verifica della flessione dell'armatura superiore in direzione x

Strisce di sostegno

Sezione 1-1 / $b_s = 2.62$ m



Geometria

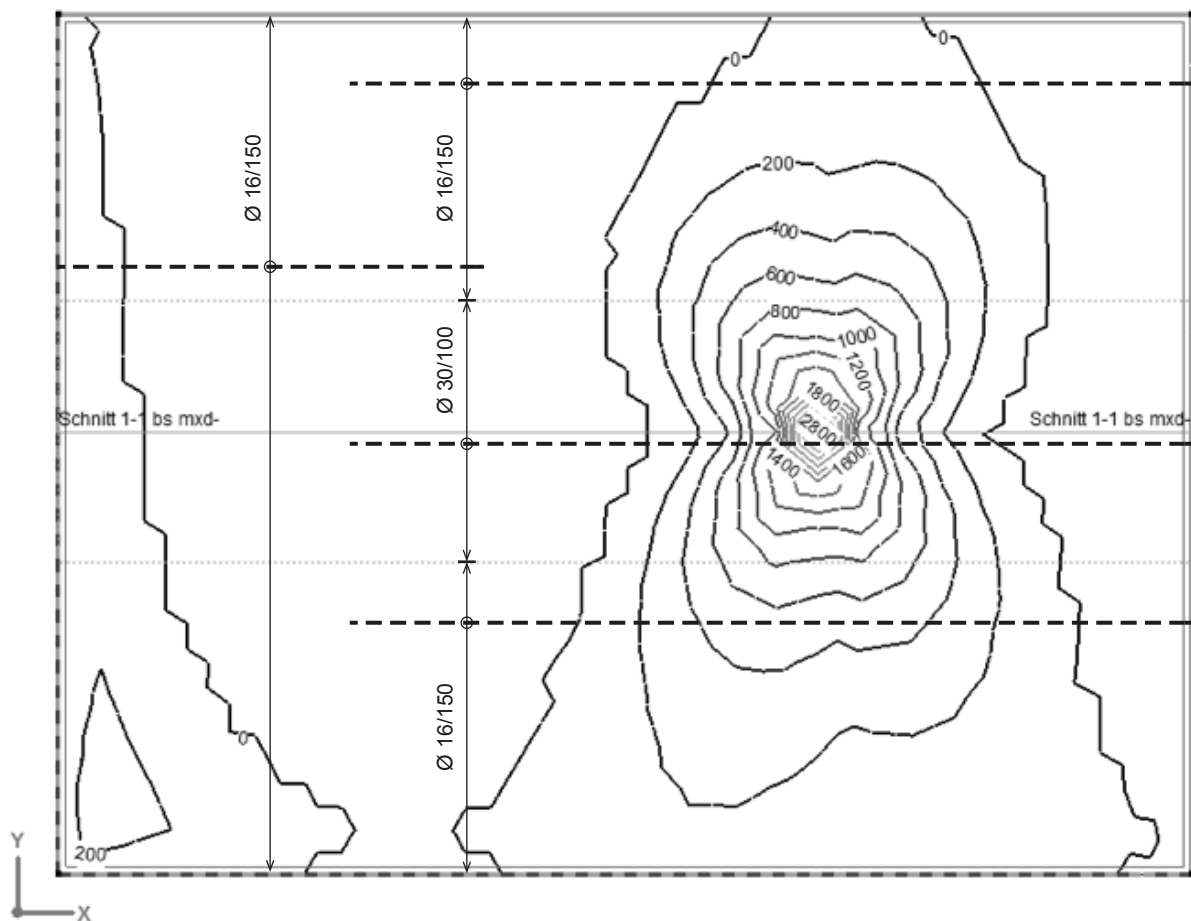
Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Disposizione armatura	3° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 30 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Distanza	$s = 100 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 113.4 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 615.0 \text{ mm}$
Altezza di riferimento zona soggetta a compressione	$x/d = 0.18$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 566.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 1.15 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 2'404 \text{ kNm/m}$

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



Momento flettente dell'armatura inferiore in direzione y

Geometria

Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 21.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 667.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 657.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.20 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 529 \text{ kNm/m}$

Con la percentuale minima di armatura la resistenza ultima alla flessione è pari a $m_{Rd} = 529 \text{ kNm/m}$. Nei campi soggetti a una maggiore sollecitazione è necessaria una percentuale di armatura più elevata.

Geometria

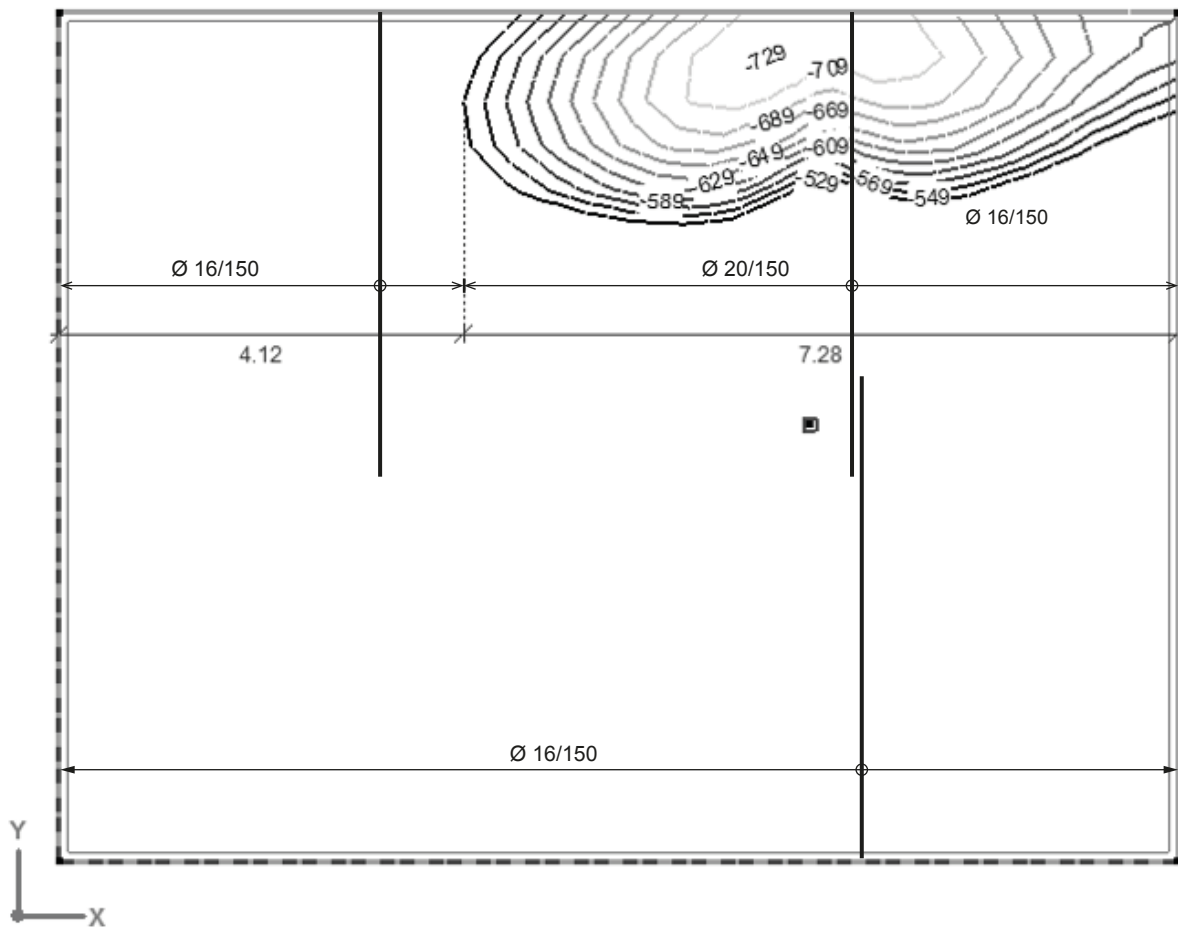
Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 2'094 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 33.6 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 665.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 650.7 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.31 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 818 \text{ kNm/m}$

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

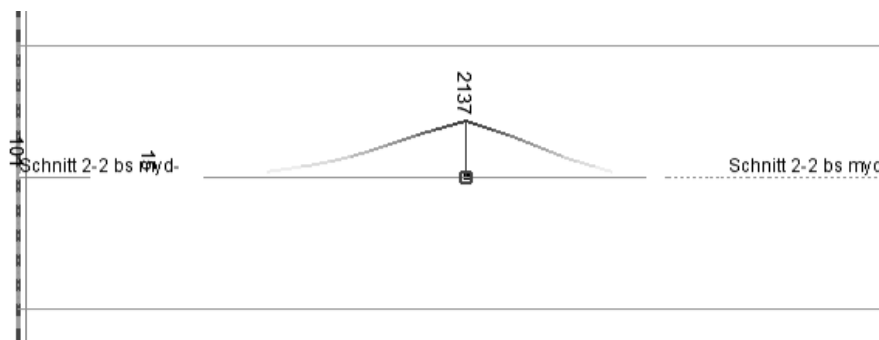


(rappresentato solo $m_{yd} < m_{Rd} = - 529 \text{ kNm/m}$)

Verifica della flessione dell'armatura superiore in direzione y

Strisce di sostegno

Sezione 2-2 / $b_s = 2.62 \text{ m}$



Geometria

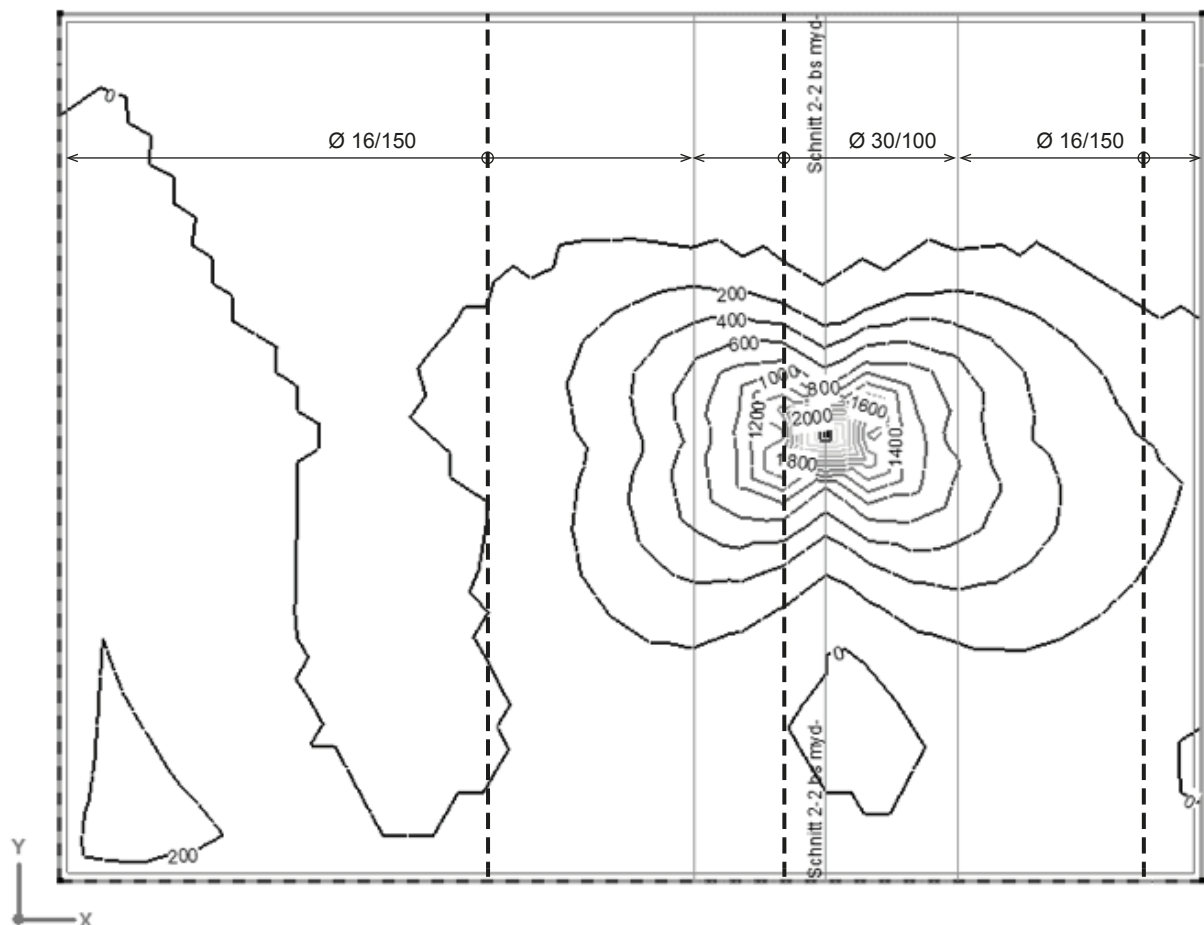
Altezza componente	$h = 700 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4. strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Distanza	$s = 100 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 113.4 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 645.0 \text{ mm}$
Altezza di riferimento zona soggetta a compressione	$x/d = 0.18$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 596.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 1.10 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m}$

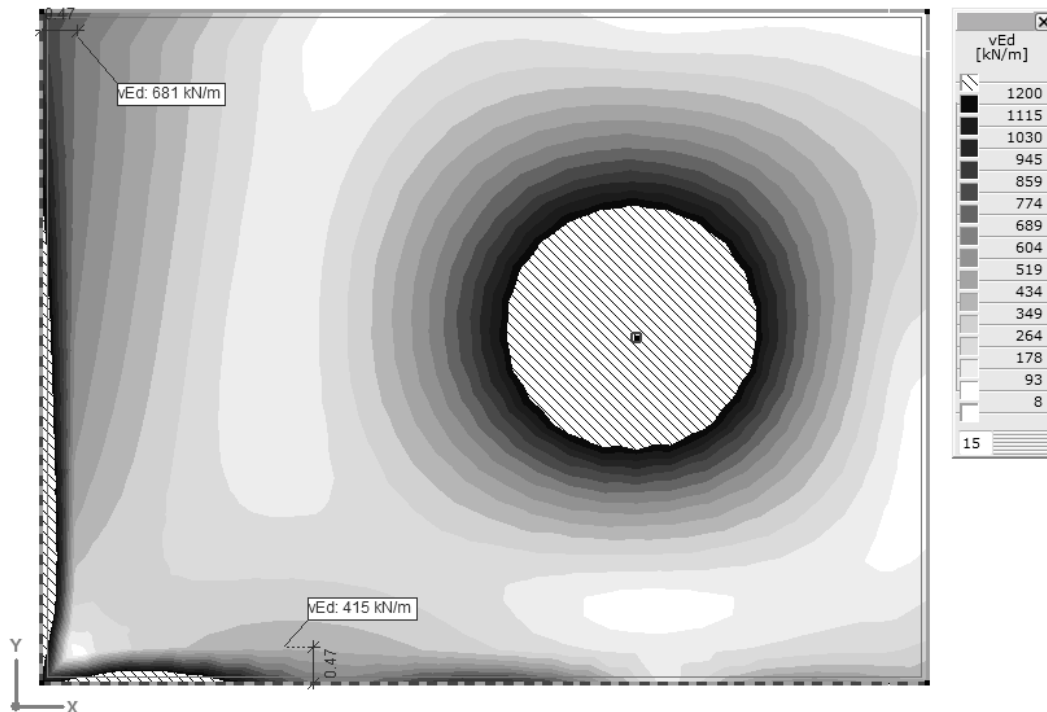
$$m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 2'137 \text{ kNm/m}$$



4.2.6 Resistenza ultima a taglio

Forza di taglio determinante

La forza di taglio determinante si trova ad una distanza pari a $a = d_v/2 = 644/2 = 322$ mm dal bordo dell'appoggio (oppure 763 mm e quindi 713 mm dalle assi della parete) e al massimo misura $v_d = 681$ kN/m



Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Lo sfruttamento dell'armatura a flessione viene calcolato con $q_{d,max} (\Phi = 2.0)$. Nelle pareti perimetrali i momenti flettenti della soletta $m_d (\Phi = 2.0)$ corrispondono alle resistenze ultime alla flessione delle pareti perimetrali. La resistenza al taglio della soletta senza armatura di taglio sulle pareti perimetrali viene calcolata nel seguente modo:

Momento flettente della soletta	$m_d (\Phi = 2.0) = 79 \text{ kNm/m} = m_{Rd,parete}$
Resistenza ultima alla flessione della soletta	$m_{Rd,soletta} = 504 \text{ o } 517 \text{ kNm/m}$
Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d (\Phi = 2.0)/m_{Rd,soletta} = 79/504 = 0.16$

Geometria

altezza statica $d = 644 \text{ mm}$

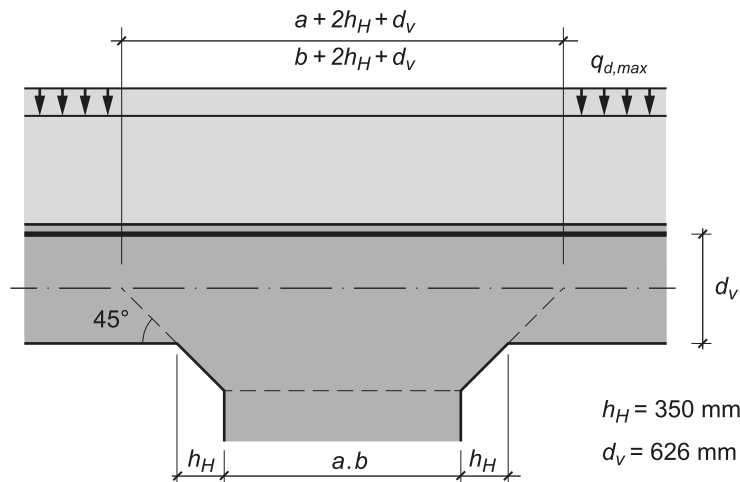
Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d / m_{Rd} = 0.16$
Stato dell'armatura a flessione	Elastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0005$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.77$
Altezza statica effettiva	$d_v = 644 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 841 \text{ kN/m}$

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

Sulle pareti perimetrali nella soletta non è necessaria una armatura di taglio.

4.2.7 Punzonamento pilastro in calcestruzzo



La superficie di appoggio presenta dimensioni pari a $a_x = 1'050$ mm, $a_y = 2'100$ mm. In questo esempio viene selezionato il coefficiente $k_e = 0.9$. La verifica del punzonamento viene effettuata con il livello di approssimazione 2 secondo la norma SIA 262.

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento

Superficie interna della sezione verificata A

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

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

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento V_d

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

Selezione dell'armatura a flessione e calcolo delle resistenze ultime alla flessione

Se è presente il pilastro in calcestruzzo, deve essere aumentata l'armatura nelle strisce di sostegno in direzione x e y.

Disposizione armatura

Armatura in direzione x 3° strato
Armatura in direzione y 4° strato

Armatura superiore in direzione x

Armatura di base $\varnothing = 34$ mm
 $s = 100$ mm
 $A_{s,esis} = 9'079 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_x = 609$ mm
 $m_{Rd} = 2'980 \text{ kNm/m}$

Armatura superiore in direzione y

Armatura di base $\varnothing = 34$ mm
 $s = 100$ mm
 $A_{s,esis} = 9'079 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_y = 643$ mm
 $m_{Rd} = 3'166 \text{ kNm/m}$

L'altezza statica effettiva d_v è pari a

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

Resistenza a punzonamento senza armatura a punzonamento

Perimetro della sezione verificata u

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

Perimetro ridotto della sezione verificata u_{red}

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

Diametro b di una circonferenza con superficie uguale all'interno della superficie della sezione verificata

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

Eccentricità ideale tra la forza applicata risultante e il baricentro della sezione verificata e_u

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

I componenti dell'eccentricità in direzione x e y verranno ripartiti in maniera uniforme

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

Distanza r_s tra l'asse del pilastro e il punto di momento zero

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

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

Larghezza rappresentativa b_s delle strisce di sostegno

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

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno

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

Rotazioni delle solette ψ

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

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

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.0065$

Coefficiente k_r per il calcolo della dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

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

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c}$ senza armatura a punzonamento

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

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

Il valore limite di $V_{Rd,c}$ deve essere calcolato in maniera iterativa. Il valore limite è pari a:

$$V_{Rd,c} = 8'585 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0038 \quad k_r = 1.146$$

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

La verifica del punzonamento non può essere eseguita senza armatura a punzonamento.

Resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento

La resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento viene limitata dalla resistenza alla rottura della prima diagonale della pressione del calcestruzzo, adiacente alla superficie sostenuta.

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

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

Il valore limite di $V_{Rd,c,max}$ in base al calcolo iterativo è il seguente:

$$V_{Rd,c,max} = 12'533 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0066 \quad k_r = 0.836$$

Valore di dimensionamento della forza di taglio $V_{d,s}$ dell'armatura a punzonamento

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

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

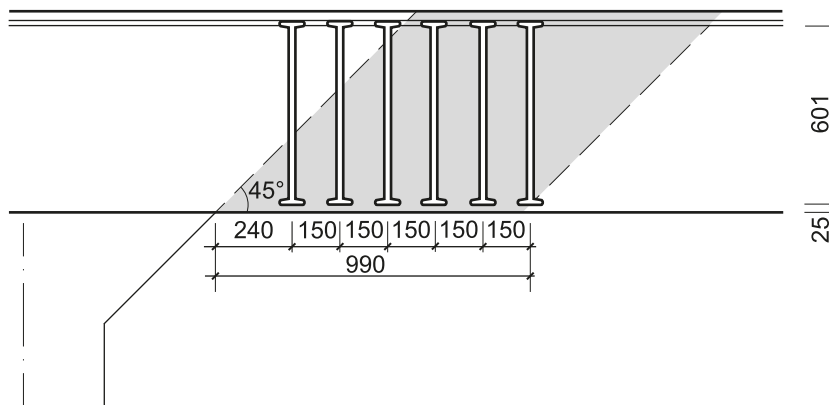
$$V_{d,s} = 6'175 \text{ kN}$$

Vengono selezionati 16 listelli di punzonamento con elementi di armatura disposti in senso radiale.

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

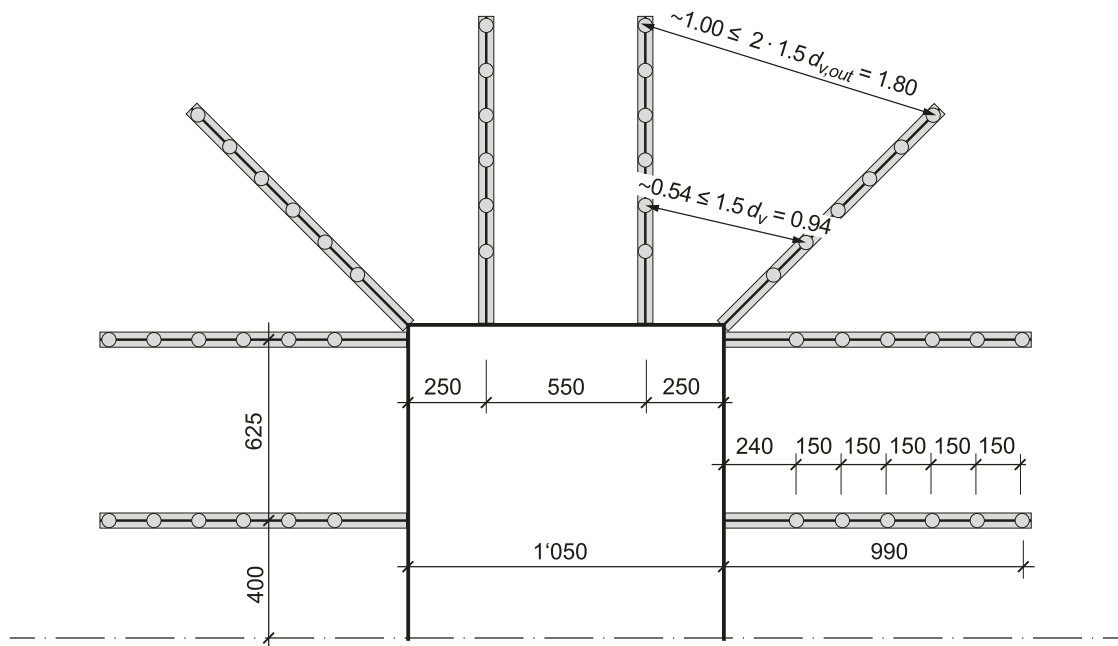
Distanza radiale: $s_1 = 150 \text{ mm} < 200 + \frac{d}{6} = 305 \text{ mm}$

Distanza dal bordo: $s_0 = 240 \text{ mm} < s_{1,max} = 305 \text{ mm}$



Numero degli elementi di armatura nella distanza tra $0.35d_v$ e d_v dalla superficie sostenuta

$$n = 3 \cdot 16 = 48$$



Valore di dimensionamento della tensione σ_{sd} nell'armatura a punzonamento

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) = \frac{205'000 \cdot 0.0065}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{626}{30} \right) = 252 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza dell'armatura a punzonamento $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta = 48 \cdot \pi \cdot \frac{30^2}{4} \cdot 0.9 \cdot 252 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 7'691 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 7'691 \text{ kN} > V_{d,s} = 6'175 \text{ kN}$$

Resistenza a punzonamento esterna all'area con armatura a punzonamento

La lunghezza necessaria dei listelli di punzonamento deve essere selezionata in modo da ottenere una sufficiente resistenza a punzonamento del calcestruzzo $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento.

$$\text{selezionato: } l_1 = 240 + 5 \cdot 150 = 990 \text{ mm}$$

Altezza statica effettiva $d_{v,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

$$d_{v,out} = d_v - c_v = 626 - 25 = 601 \text{ mm}$$

Superficie interna della sezione verificata

$$A_{out} = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + 2 \cdot a_y \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right) + \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 1'050 \cdot 2'100 + 2 \cdot 1'050 \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) + 2 \cdot 2'100 \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) + \pi \left(990 + \frac{601}{2} \right)^2$$

$$A_{out} = 15'567'128 \text{ mm}^2 = 15.57 \text{ m}^2$$

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento esterno $V_{d,out}$

$$V_{d,out} = N_d - q_{d,max} \cdot A_{out} = 13'400 - 234.3 \cdot 15.57 = 9'753 \text{ kN}$$

Diametro della superficie interna della sezione verificata, convertita in una circonferenza di uguale superficie

$$b_{out} = \sqrt{\frac{A_{out} \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{15'567'128 \cdot 4}{\pi}} = 4'452 \text{ mm}$$

Perimetro della sezione verificata u_{out} esterna all'area con armatura a punzonamento

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

$$u_{out} = 2 \cdot 1'050 + 2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 601 + 2 \cdot \pi \cdot \left(990 + \frac{601}{2} \right) = 13'184 \text{ mm}$$

Coefficiente k_e per la riduzione del perimetro della sezione verificata

$$k_{e,out} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_{out}}} = \frac{1}{1 + \frac{266}{4'452}} = 0.94$$

Perimetro ridotto della sezione verificata esterna $u_{out,red}$

$$u_{out,red} = u_{out} \cdot k_{e,out} = 13'814 \cdot 0.94 = 13'037 \text{ mm}$$

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_{d,out} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right) = 9'753 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{188}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'569 \text{ kNm/m}$$

Rotazioni delle solette ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.609} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'569}{2'980} \right)^{3/2} = 0.0045$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.643} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'569}{3'166} \right)^{3/2} = 0.0044$$

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.0045$

Coefficiente k_r per il calcolo della dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0045 \cdot 626 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 1.040$$

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

$$V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out,red}$$

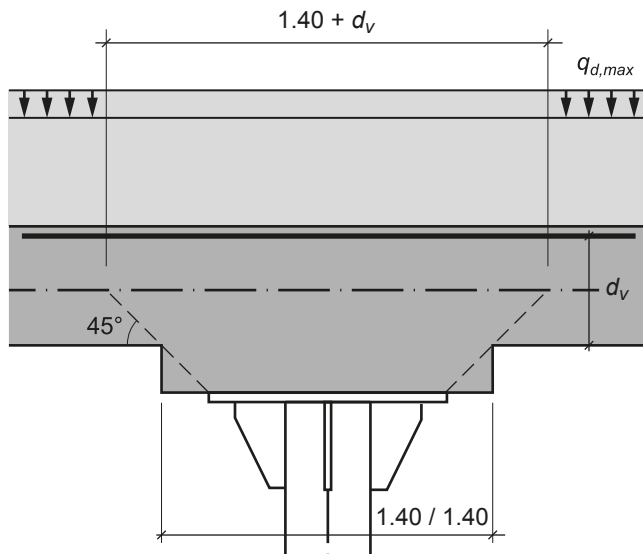
$$V_{Rd,c,out} = 1.040 \cdot 1.7 \cdot 601 \cdot 13'037 \cdot 10^{-3} = 13'849 \text{ kN}$$

Il valore limite di $V_{Rd,c,out}$ in base al calcolo iterativo è il seguente:

$$V_{Rd,c,out} = 11'787 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0060 \quad k_r = 0.885$$

$$V_{Rd,c,out} = 11'787 \text{ kN} > V_{d,out} = 9'753 \text{ kN}$$

4.2.8 Punzonamento pilastro in acciaio



La verifica del punzonamento viene eseguita all'esterno del fungo del solaio in calcestruzzo. Il fungo del solaio in calcestruzzo presenta dimensioni pari a $a_x = a_y = 1'400$ mm. In questo esempio in base alla ridotta rigidità del pilastro rispetto alla soletta viene scelto il coefficiente $k_e = 1.0$. La verifica del punzonamento viene effettuata con il livello di approssimazione 2 secondo la norma SIA 262.

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento

Superficie interna della sezione verificata A

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

$$A = 1'400 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{630}{2} + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{630}{2} + \pi \cdot \left(\frac{630}{2}\right)^2 = 4'035'725 \text{ mm}^2 = 4.04 \text{ m}^2$$

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento V_d

$$V_d = N_d - q_{d,max} \cdot A = 13'400 - 234.3 \cdot 4.04 = 12'454 \text{ kN}$$

Selezione dell'armatura a flessione e calcolo delle resistenze ultime alla flessione

Disposizione armatura

Armatura in direzione x 3° strato

Armatura in direzione y 4° strato

Armatura superiore in direzione x

Armatura di base $\varnothing = 30$ mm
 $s = 100$ mm
 $A_{s, esis} = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_x = 615$ mm
 $m_{Rd} = 2'404 \text{ kNm/m}$

Armatura superiore in direzione y

Armatura di base $\varnothing = 30$ mm
 $s = 100$ mm
 $A_{s, esis} = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_y = 645$ mm
 $m_{Rd} = 2'531 \text{ kNm/m}$

L'altezza statica effettiva d_v è pari a

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{615 + 645}{2} = 630 \text{ mm}$$

Resistenza a punzonamento senza armatura a punzonamento

Perimetro della sezione verificata u

$$u = 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{630}{2} = 7'579 \text{ mm}$$

Distanza r_s tra l'asse del pilastro e il punto di momento zero

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

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

Larghezza rappresentativa b_s delle strisce di sostegno

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

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno

$$m_{sdx} = m_{sdy} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right)$$

$$m_{sdx} = m_{sdy} = 12'458 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{0}{2 \cdot 2'620} \right) = 1'557 \text{ kNm/m}$$

Rotazioni delle solette ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdx}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.615} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'557}{2'404} \right)^{3/2} = 0.00614$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sdy}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.645} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'557}{2'531} \right)^{3/2} = 0.00607$$

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.00614$

Coefficiente k_r per calcolare la dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

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

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.00614 \cdot 630 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.873$$

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c}$ senza armatura a punzonamento

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

$$V_{Rd,c} = 0.873 \cdot 1.7 \cdot 630 \cdot 7'579 \cdot 10^{-3} = 7'082 \text{ kN}$$

Il valore limite di $V_{Rd,c}$ deve essere calcolato in maniera iterativa. Il valore limite è pari a:

$$V_{Rd,c} = 9'143 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0039 \quad k_r = 1.226$$

$$V_{Rd,c} = 9'143 \text{ kN} < V_d = 12'454 \text{ kN}$$

La verifica del punzonamento non può essere eseguita senza armatura a punzonamento.

Resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento

La resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento viene limitata dalla resistenza alla rottura della prima diagonale della pressione del calcestruzzo, adiacente alla superficie sostenuta.

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

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 0.873 \cdot 1.7 \cdot 630 \cdot 7'579 \cdot 10^{-3} = 14'164 \text{ kN}$$

Il valore limite di $V_{Rd,c,max}$ in base al calcolo iterativo è il seguente:

$$V_{Rd,c,max} = 13'314 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0068 \quad k_r = 0.820$$

Valore di dimensionamento della forza di taglio $V_{d,s}$ dell'armatura a punzonamento

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

$$V_{d,s} = 12'454 - 7'082 = 5'372 \text{ kN} < \frac{12'454}{2} = 6'227 \text{ kN}$$

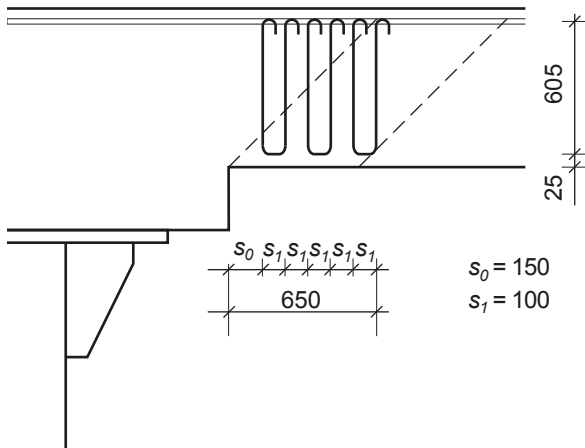
$$V_{d,s} = 6'227 \text{ kN}$$

Verranno selezionate staffe con una distanza pari a $s = 100/100 \text{ mm}$.

Diametro: $\emptyset_{sw} = 10 \text{ mm}$

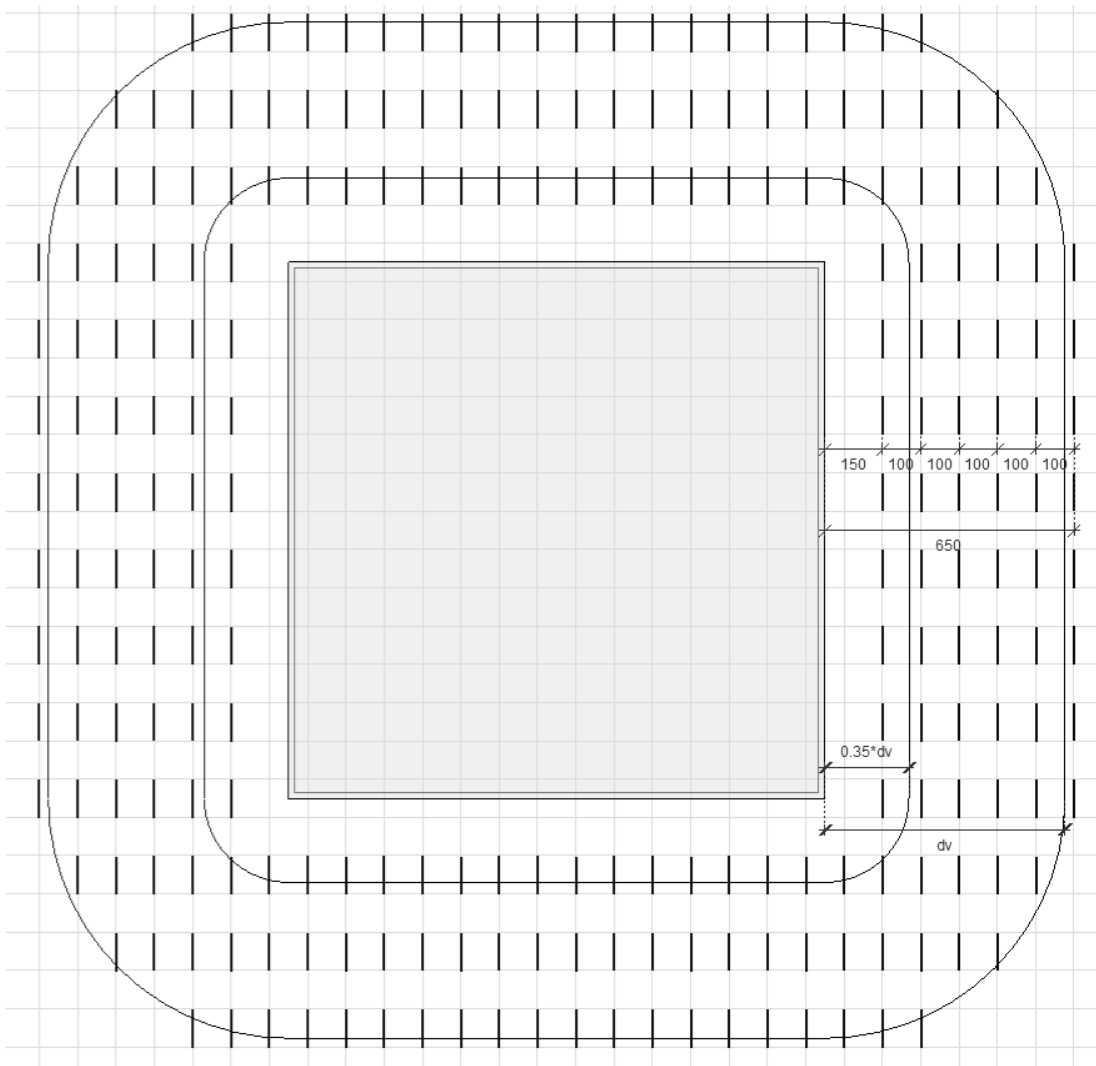
Distanza: $s_1 = 100 \text{ mm} < 200 + \frac{d}{6} = 305 \text{ mm}$

Distanza dal bordo $s_0 = 150 \text{ mm} < s_{1,max} = 305 \text{ mm}$



Numero delle staffe nella distanza tra $0.35d_v$ e d_v dalla superficie sostenuta

$$n = 328$$



Valore di dimensionamento della tensione σ_{sd} nell'armatura a punzonamento

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

$$\sigma_{sd} = \frac{205'000 \cdot 0.0061}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{630}{10} \right) = 298 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza dell'armatura a punzonamento $V_{Rd,s}$

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

$$V_{Rd,s} = 328 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4} \cdot 1.0 \cdot 298 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 7'672 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 7'672 \text{ kN} > V_d = 6'227 \text{ kN}$$

Resistenza a punzonamento esterna all'area con armatura a punzonamento

La lunghezza necessaria dei listelli di punzonamento deve essere selezionata in modo da ottenere una sufficiente resistenza a punzonamento del calcestruzzo $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento.

selezionato: $l_f = 150 + 5 \cdot 100 = 650 \text{ mm}$

Altezza statica effettiva $d_{v,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

$$d_{v,out} = d_v - c_v = 630 - 25 = 605 \text{ mm}$$

Superficie interna della sezione verificata

$$A_{out} = a_x \cdot a_y + 2 \cdot a_x \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2}\right) + 2 \cdot a_y \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2}\right) + \pi \cdot \left(l_1 + \frac{d_{v,out}}{2}\right)^2$$

$$A_{out} = 1'400 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 \cdot \left(650 + \frac{605}{2}\right) + 2 \cdot 1'400 \cdot \left(650 + \frac{605}{2}\right) + \pi \cdot \left(650 + \frac{605}{2}\right)^2$$

$$A_{out} = 10'144'230 \text{ mm}^2 = 10.14 \text{ m}^2$$

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento esterno $V_{d,out}$

$$V_{d,out} = N_d - q_{d,max} \cdot A_{out} = 13'400 - 234.3 \cdot 10.14 = 11'023 \text{ kN}$$

Perimetro della sezione verificata u_{out} esterna all'area con armatura a punzonamento

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

$$u_{out} = 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot 1'400 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{605}{2} + 650\right) = 11'585 \text{ mm}$$

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno

$$m_{sd,x} = m_{sd,y} = V_{d,out} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s}\right)$$

$$m_{sd,x} = m_{sd,y} = 11'023 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{0}{2 \cdot 2'620}\right) = 1'378 \text{ kNm/m}$$

Rotazioni delle solette ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,x}}{m_{Rd}}\right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.65}{0.615} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'378}{2'404}\right)^{3/2} = 0.00511$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,y}}{m_{Rd}}\right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.645} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'378}{2'531}\right)^{3/2} = 0.00505$$

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.00511$

Coefficiente k_r per il calcolo della dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.00511 \cdot 605 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.971$$

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c,out}$ esterna all'area con armatura a punzonamento

$$V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out}$$

$$V_{Rd,c,out} = 0.971 \cdot 1.7 \cdot 605 \cdot 11'585 \cdot 10^{-3} = 11'572 \text{ kN}$$

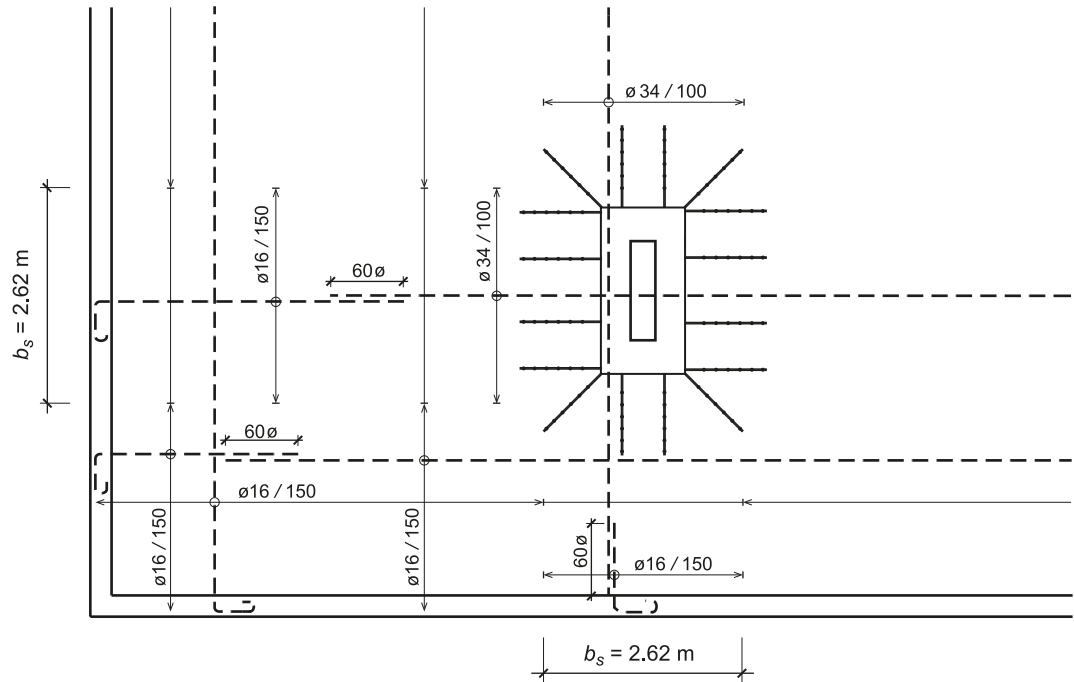
Il valore limite di $V_{Rd,c,out}$ in base al calcolo iterativo è il seguente:

$$V_{Rd,c,out} = 11'316 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0053 \quad k_r = 0.950$$

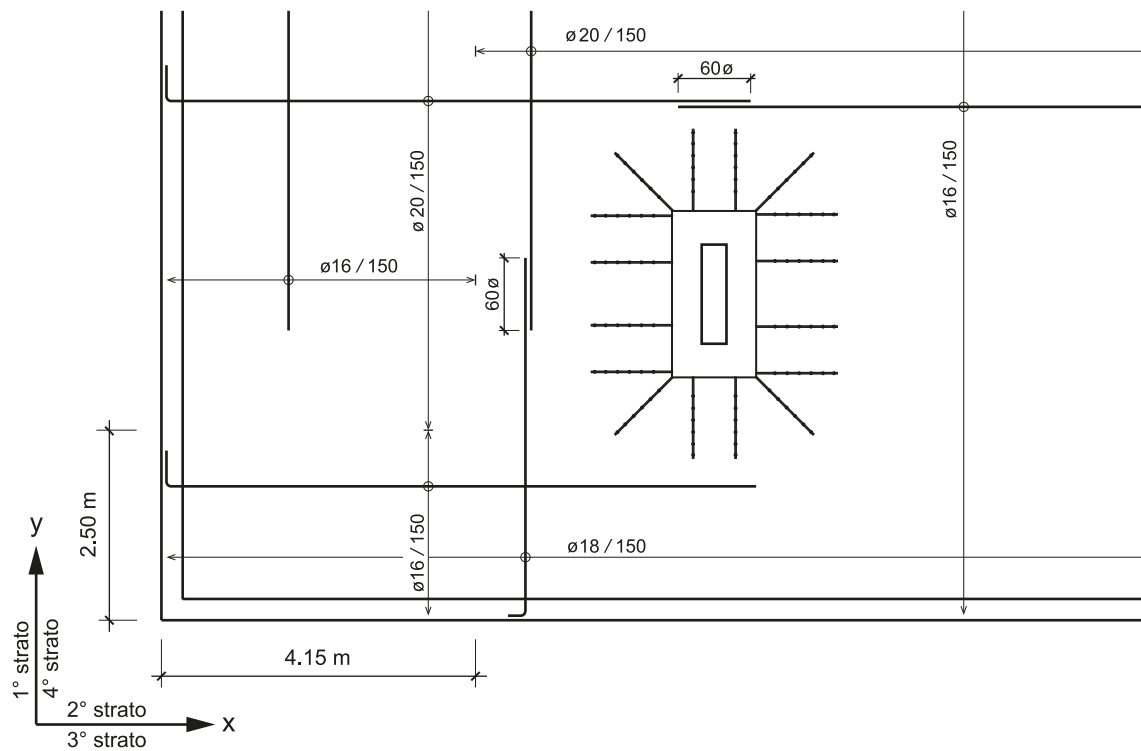
$$V_{Rd,c,out} = 11'316 \text{ kN} > V_{d,out} = 11'023 \text{ kN}$$

4.2.9 Disegno dell'armatura

Armatura superiore



Armatura inferiore



4.3 Campo delle platee

4.3.1 Valore di dimensionamento dell'azione

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta \cdot \left(\sum g_{k,i} + \Phi \cdot q_k \right) \quad \text{Con } g_k = g_{k,EG} + g_{k,AL}$$

q_{0d} parte del carico uniformemente ripartito sulla platea

q_{sd} parte del carico aggiuntivo concentrato tra le pareti e i pilastri

δ coefficiente di ripartizione delle azioni del terreno di fondazione

g_k azioni permanenti senza la parte della platea, ripartite in maniera uniforme

Φ fattore di carico dinamico

q_k valore caratteristico delle azioni dovute al terreno di fondazione a seguito dell'onda d'urto dell'aria

$$\delta = 0.5 / 2.5 \quad (\text{ITC 2017, tabella 6})$$

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

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

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

$$g_{k,EG,pareti} = \frac{25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.60 \text{ m} \cdot ((15.15 \text{ m} + 12.85 \text{ m}) \cdot 0.30 \text{ m} + 4 \cdot 1.40 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m})}{15.15 \text{ m} \cdot 12.85 \text{ m}}$$

$$g_{k,EG,pareti} \approx 3.5 \text{ kN/m}^2$$

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

$$g_k = 17.5 \text{ kN/m}^2 + 3.5 \text{ kN/m}^2 + 16.8 \text{ kN/m}^2 = 37.8 \text{ kN/m}^2$$

area d'influsso dei pilastri

$$A = 0.2 \cdot \left(\frac{l_{x1}}{2} + \frac{l_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{l_{y1}}{2} + \frac{l_{y2}}{2} \right)$$

$$A = 0.2 \cdot \left(\frac{7.65}{2} + \frac{7.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.45}{2} + \frac{8.40}{2} \right) \approx 9.73 \text{ m}^2$$

$$\text{selezionato: } A = 2.65 \cdot 3.70 \text{ m} \approx 9.81 \text{ m}^2$$

Valore di dimensionamento dell'azione per la sollecitazione a flessione

$$q_{0d} = 0.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 1.2 \cdot 100) = 78.9 \text{ kN/m}^2$$

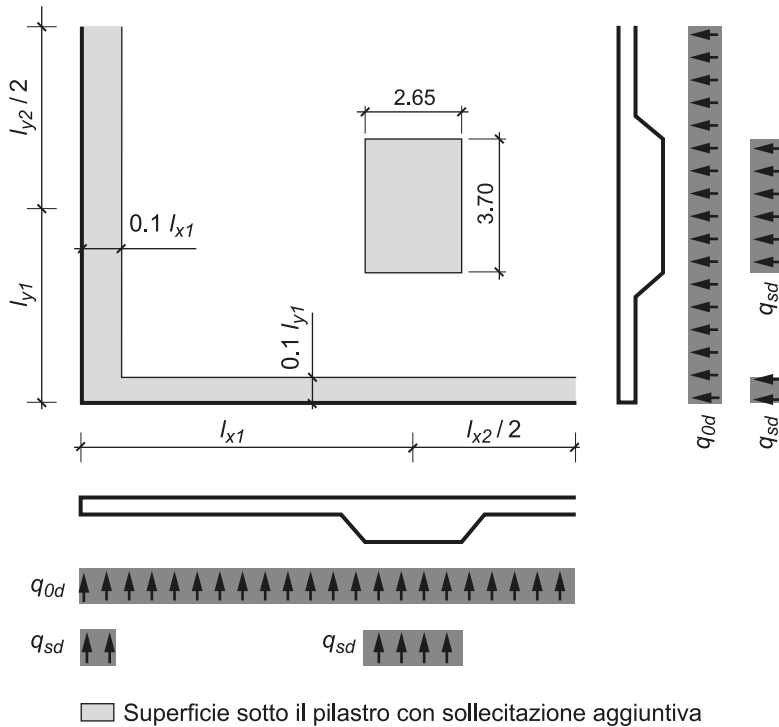
$$q_{sd} = 2.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 1.2 \cdot 100) = 394.5 \text{ kN/m}^2$$

Valore di dimensionamento dell'azione della sollecitazione per taglio e punzonamento e della sollecitazione a flessione nelle strisce di sostegno durante l'operazione di punzonamento.

$$q_{0d} = 0.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 2.0 \cdot 100) = 118.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sd} = 2.5 \cdot (17.5 + 3.5 + 16.8 + 2.0 \cdot 100) = 594.5 \text{ kN/m}^2$$

Azione del terreno di fondazione



4.3.2 Altezze statiche e armatura minima

Altezze statiche

$h = 0.40 \text{ m}$

Delle armature superiori	$d_x = 357 \text{ mm}$	$d_y = 369 \text{ mm}$	$d_m = 363 \text{ mm}$
Delle armature inferiori	$d_x = 342 \text{ mm}$	$d_y = 354 \text{ mm}$	$d_m = 348 \text{ mm}$

$h = 1.00 \text{ m}$

Delle armature superiori	$d_x = 954 \text{ mm}$	$d_y = 968 \text{ mm}$	$d_m = 961 \text{ mm}$
Delle armature inferiori	$d_x = 915 \text{ mm}$	$d_y = 945 \text{ mm}$	$d_m = 930 \text{ mm}$

Armatura minima

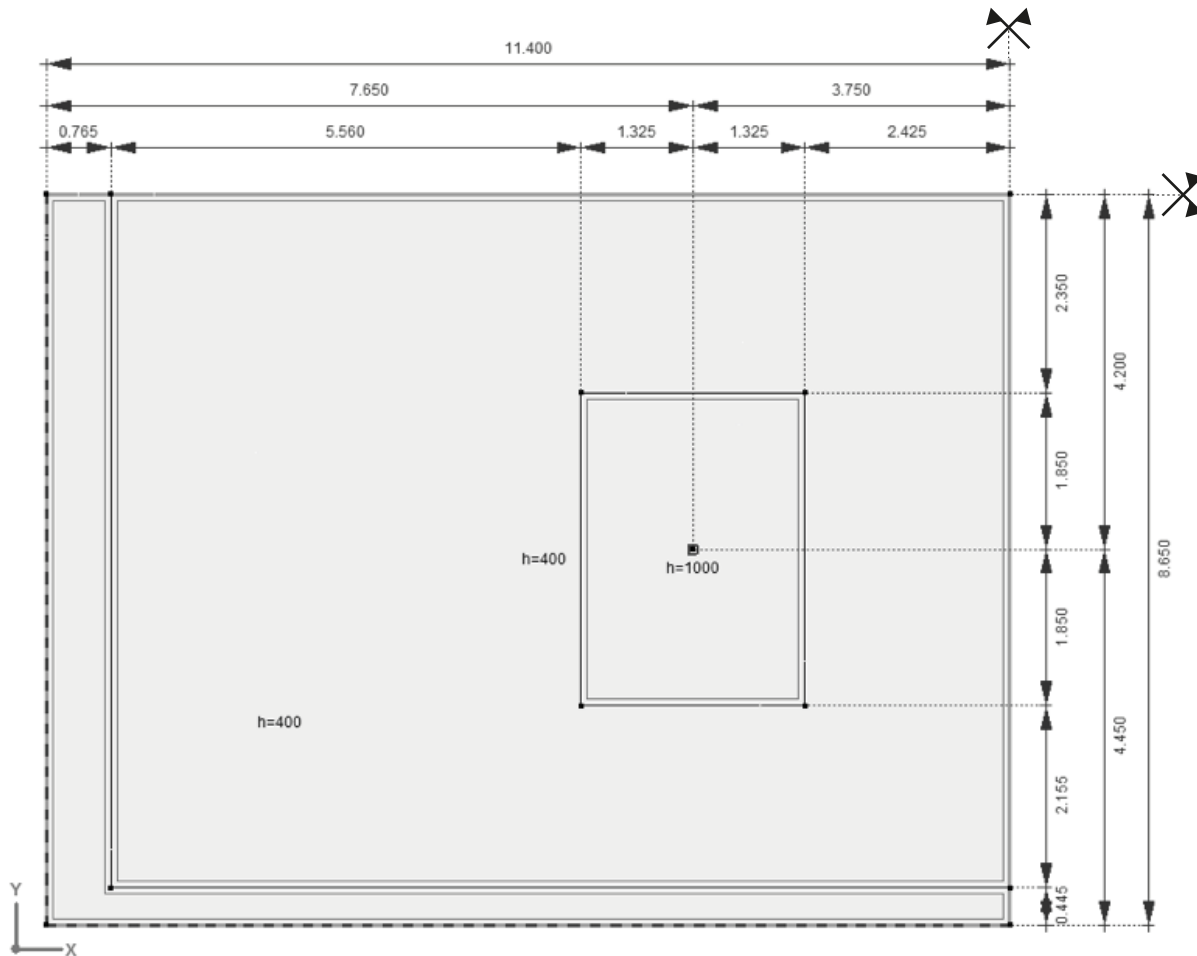
$h = 0.40 \text{ m}$

- Armatura minima zona soggetta a trazione
 $a_s = 0.18 \% \cdot 363 \cdot 1'000 = 654 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 12/150 (754 \text{ mm}^2/\text{m})$
- Armatura minima zona soggetta a compressione:
 $a_s = 0.10 \% \cdot 363 \cdot 1'000 = 363 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10/150 (524 \text{ mm}^2/\text{m})$

$h = 1.00 \text{ m}$

- Armatura minima zona soggetta a trazione
 $a_s = 0.18 \% \cdot 930 \cdot 1'000 = 1'674 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 20/150 (2'064 \text{ mm}^2/\text{m})$

4.3.3 Modello statico



La platea viene fissata in maniera elastica lungo le pareti perimetrali verso terra. Il fissaggio corrisponde al massimo alla resistenza ultima alla flessione dell'armatura di collegamento della parete. Per il pilastro interno la platea viene appoggiata in modo puntuale.

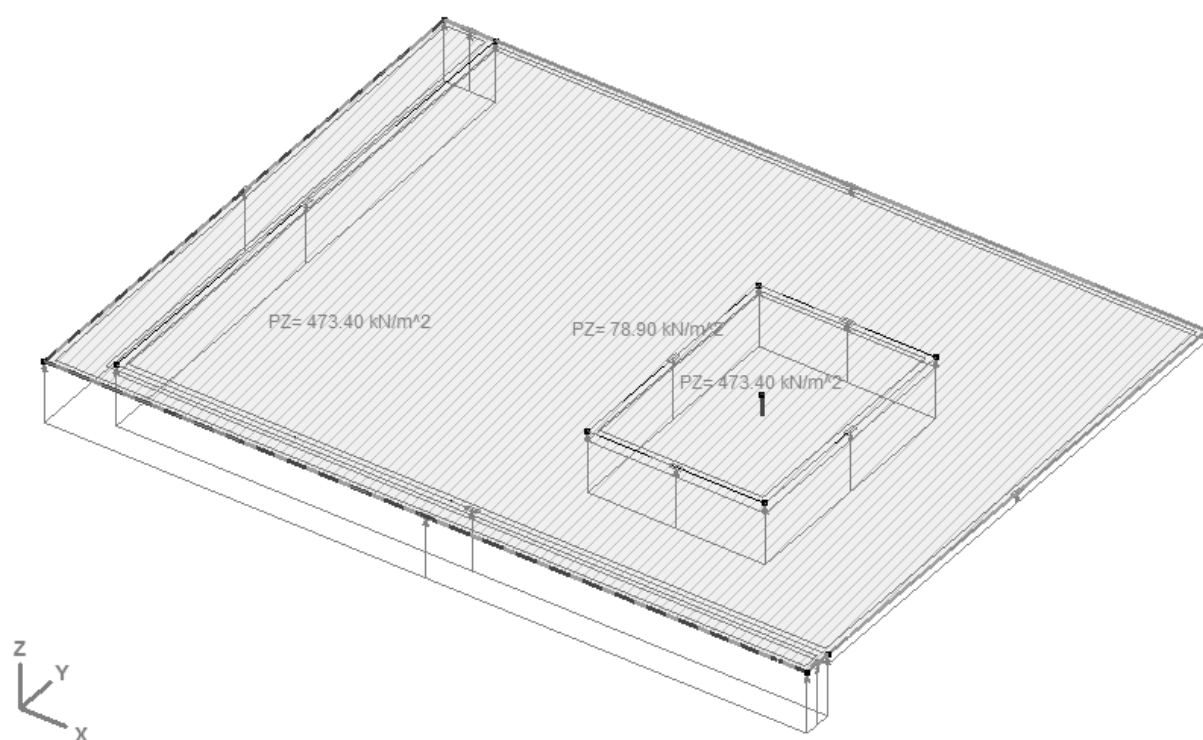
Resistenza ultima alla flessione con $\varnothing 10/150$: $m_{Rd} = 79 \text{ kNm/m}$

Le sollecitazioni di taglio vengono rilevate tramite un programma per l'analisi degli elementi finiti.

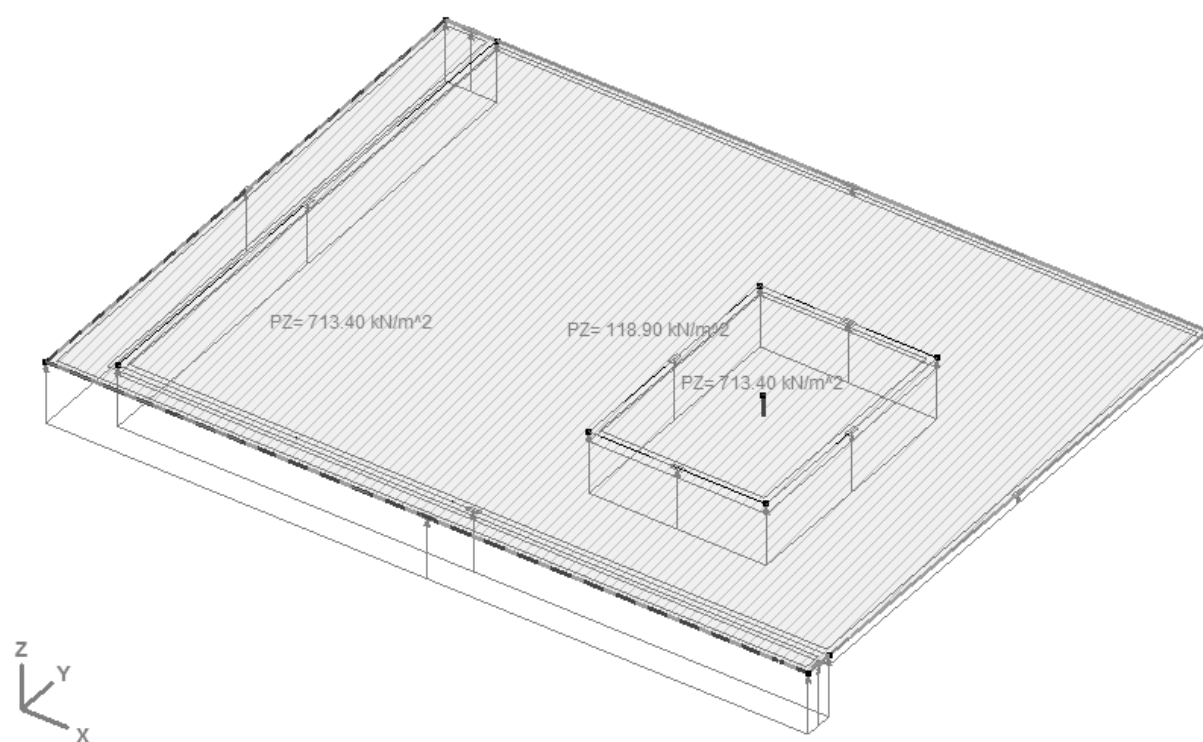
Convenzione utilizzata per la traccia: i momenti flettenti negativi creano sollecitazioni di trazione sul lato inferiore della platea.

4.3.4 Tipi di carico

Carico per flessione



Carico per taglio e punzonamento

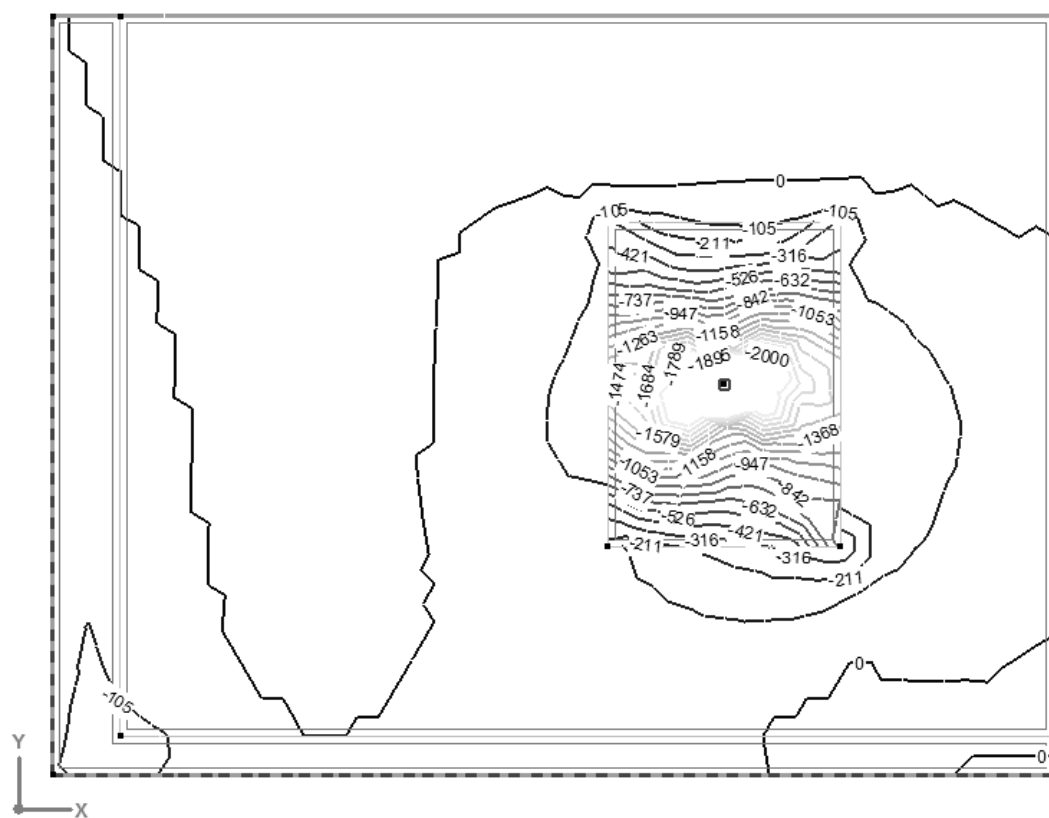


4.3.5 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

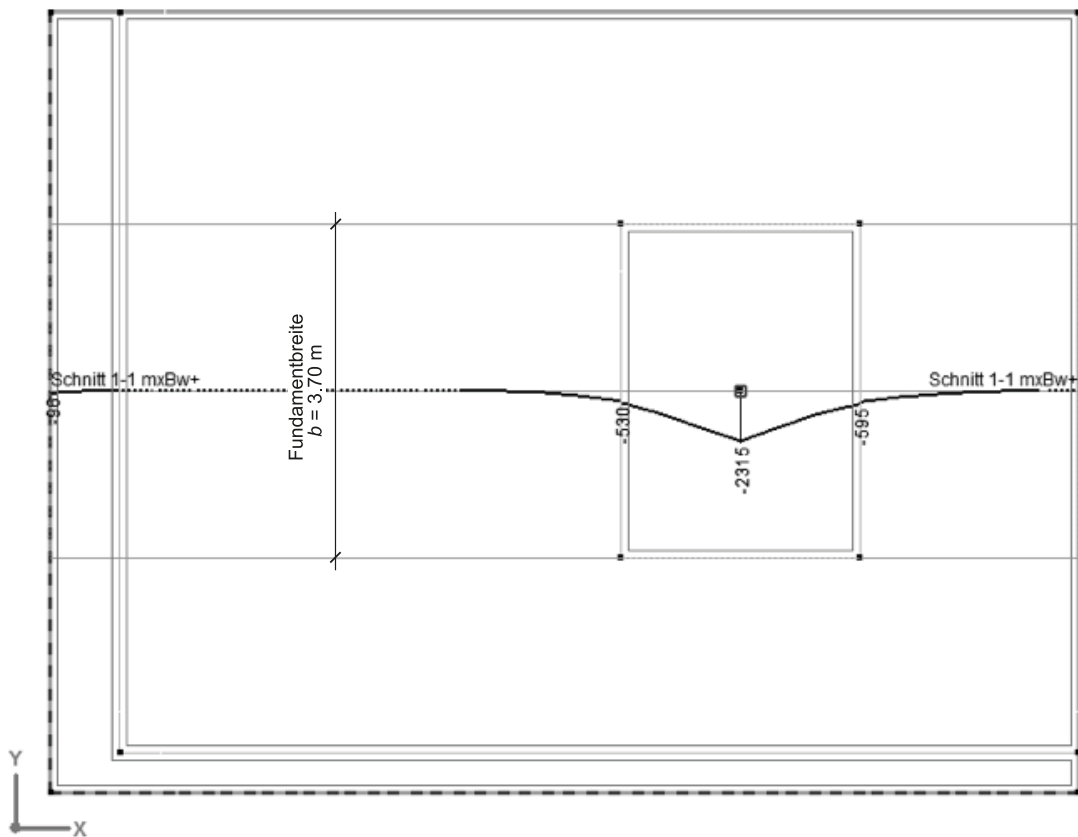
Momenti flettenti degli strati di armatura inferiori



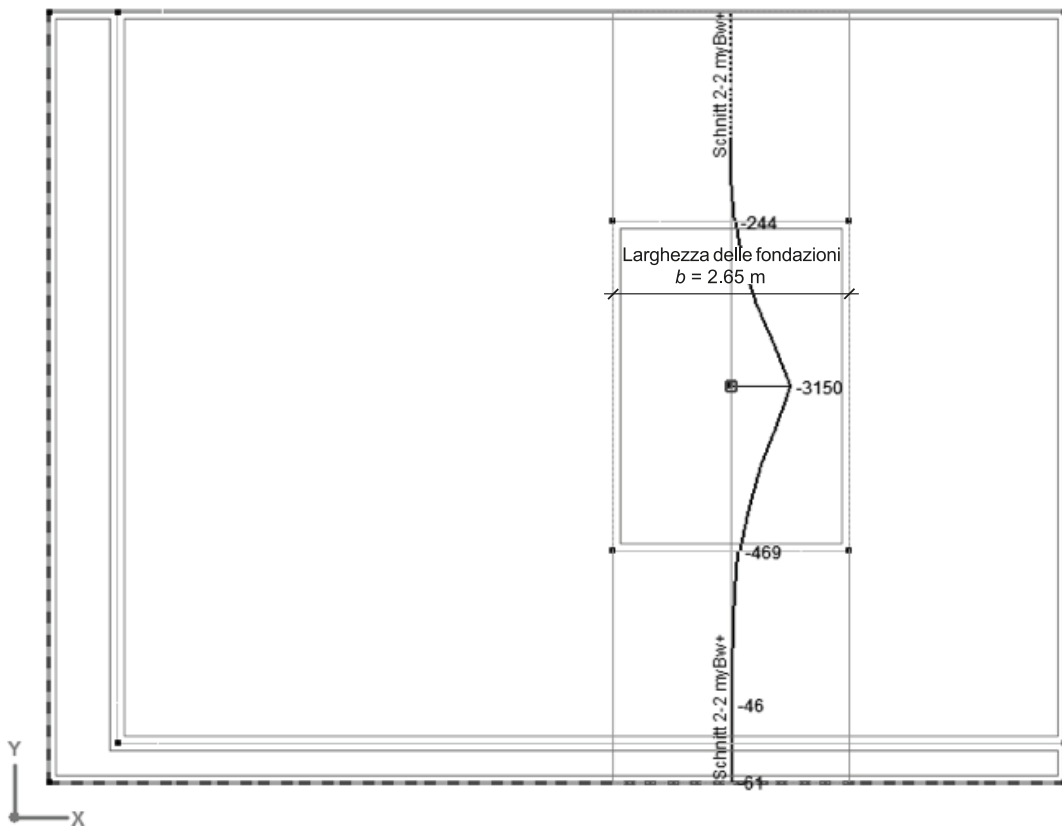
Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x



Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione y

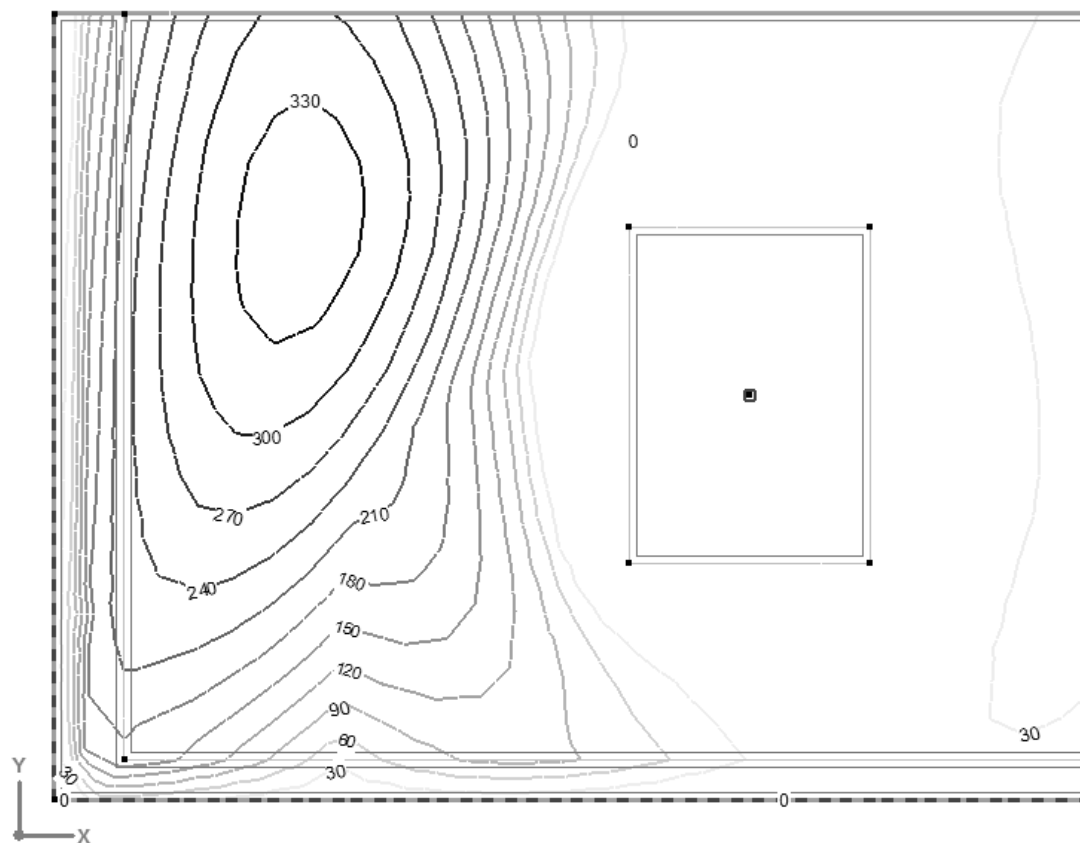


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x nella striscia di sostegno con $\Phi = 2.0$

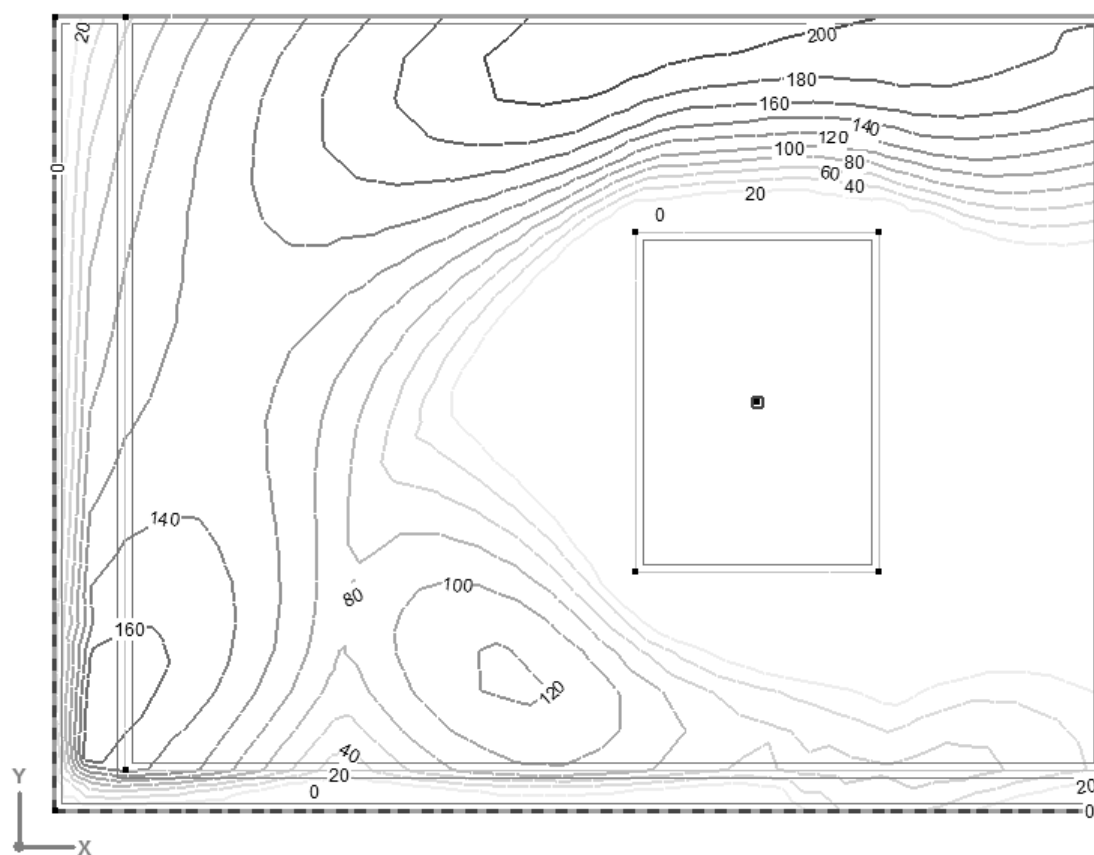


Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione y nella striscia di sostegno con $\Phi = 2.0$

Momenti flettenti degli strati di armatura superiori



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione x



Momenti flettenti dell'armatura superiore in direzione y

Verifica della flessione dell'armatura superiore in direzione x

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	3° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.1 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 357.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 351.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.21 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 159 \text{ kNm/m}$

Con la percentuale minima di armatura la resistenza ultima alla flessione è pari a $m_{Rd} = 159 \text{ kNm/m}$. Nei campi soggetti a una maggiore sollecitazione è necessaria una percentuale di armatura più elevata.

Geometria

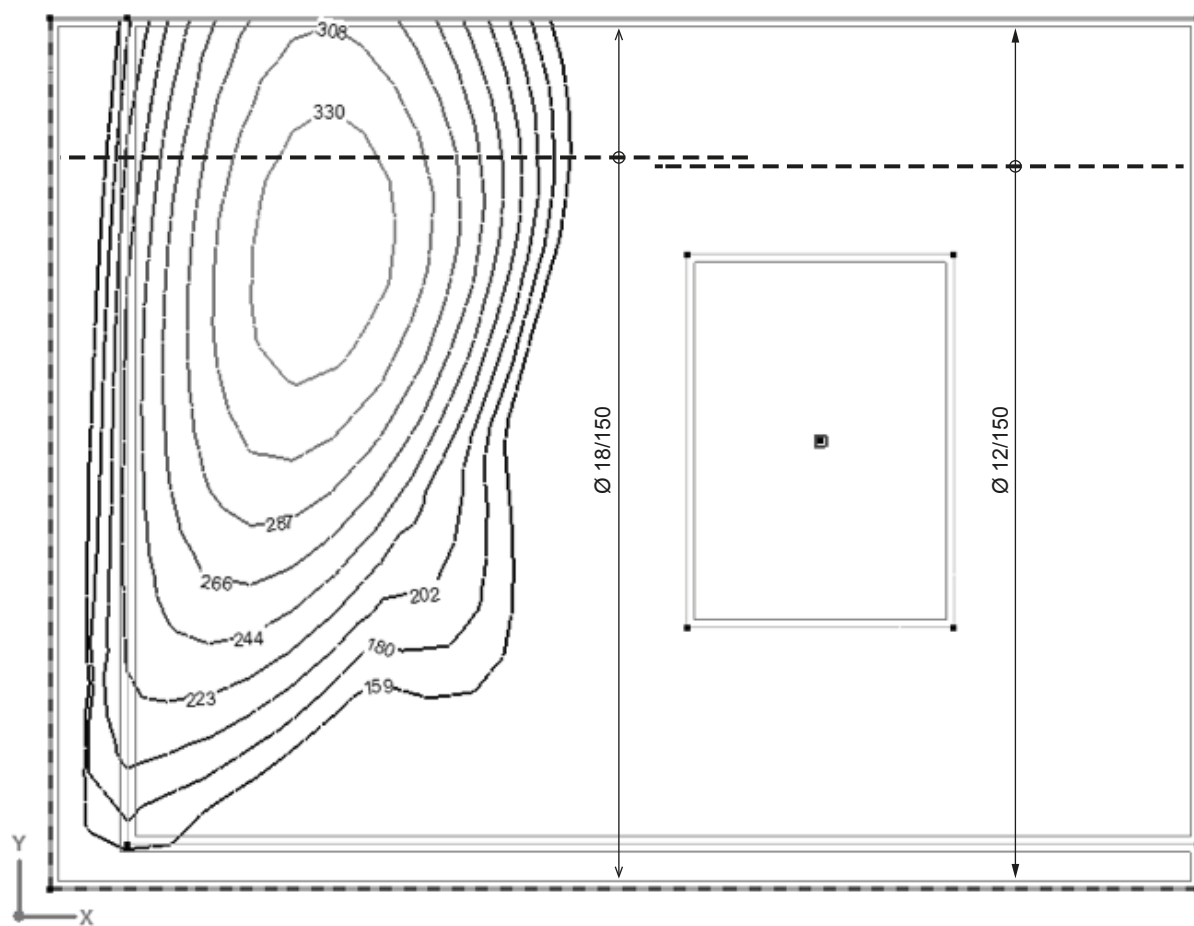
Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	3° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 12 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 18 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'696 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 27.2 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 354.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 342.4 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.48 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 349 \text{ kNm/m}$

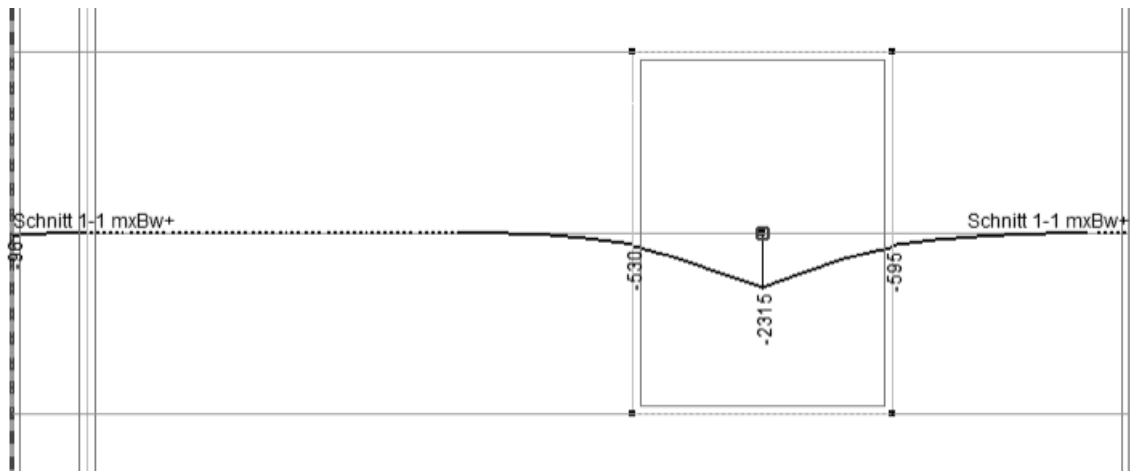
$$m_{Rd} = 349 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 330 \text{ kNm/m}$$



(rappresentato solo $m_{yd} < m_{Rd} = 159 \text{ kNm/m}$)

Momenti flettenti dell'armatura inferiore in direzione x

Incavo delle fondazioni



Geometria

Spessore soletta	$h = 1'000 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Disposizione armatura	2° strato
Diametro 4° strato	$\varnothing = 30 \text{ mm}$

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 4'712 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 75.6 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 915.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 882.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.52 \%$

Resistenza ultima alla flessione $m_{Rd} = 2'496 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 2'496 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 2'315 \text{ kNm/m}$$

Verifica della flessione dell'armatura superiore in direzione y

Geometria

Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 12.1 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 369.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 363.9 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.20 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$

Con la percentuale minima di armatura la resistenza ultima alla flessione è pari a $m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$. Nei campi soggetti a una maggiore sollecitazione è necessaria una percentuale di armatura più elevata.

Geometria

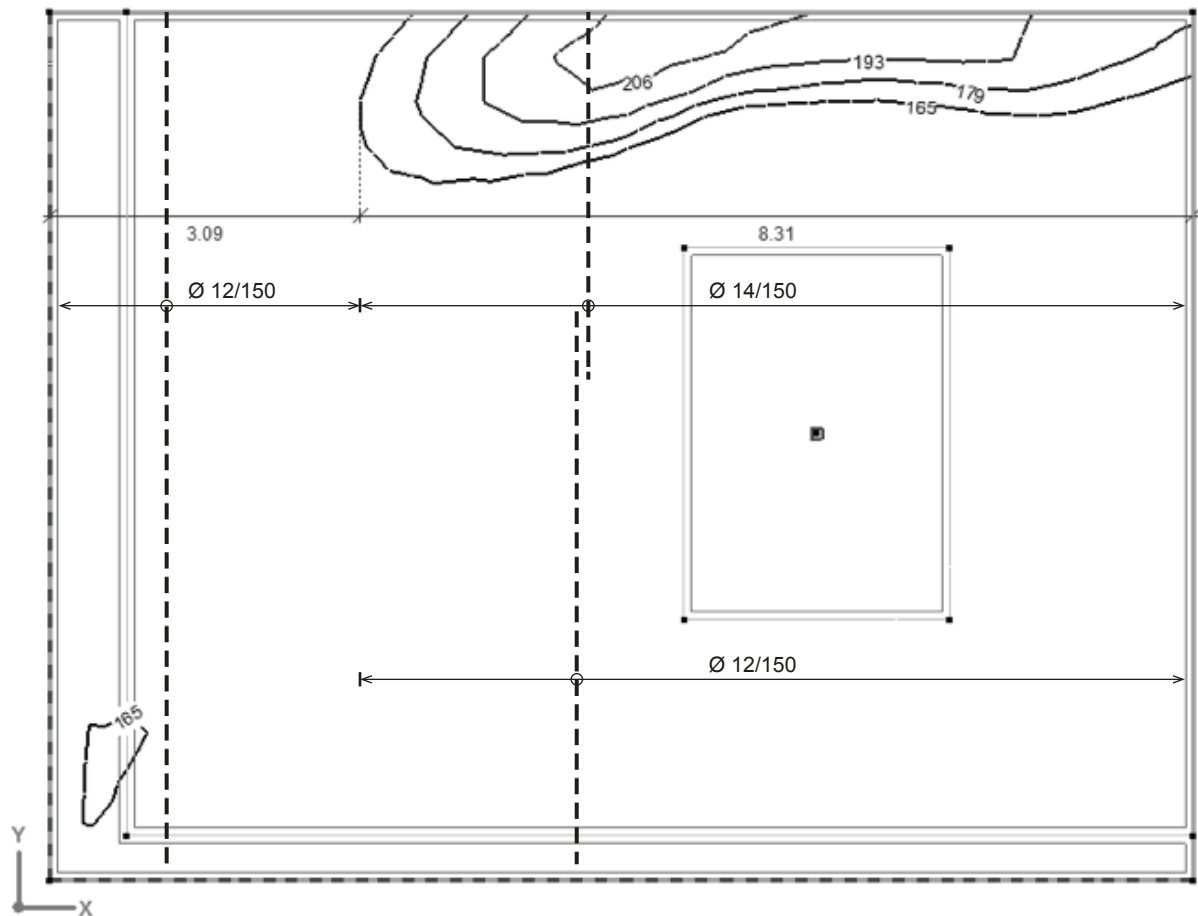
Spessore soletta	$h = 400 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$
Disposizione armatura	4° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione

Armatura di base

Diametro	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Distanza	$s = 150 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 1'026 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 16.5 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 368.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 361.0 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.28 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m}$

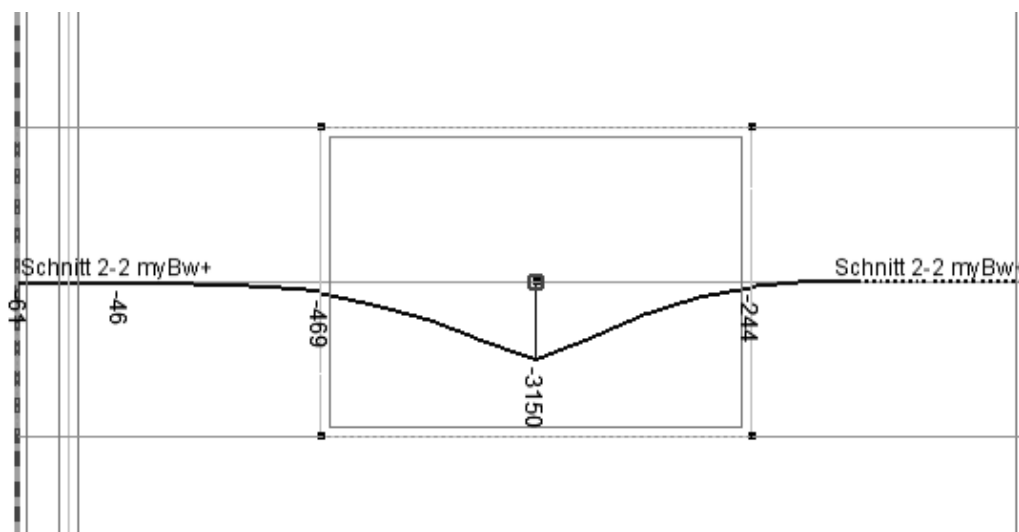
$$m_{Rd} = 222 \text{ kNm/m} > m_{yd} = 206 \text{ kNm/m}$$



(rappresentato solo $m_{yd} > m_{Rd} = 165 \text{ kNm/m}$)

Momento flettente dell'armatura inferiore in direzione y

Incavo delle fondazioni



Geometria

Spessore soletta	$h = 1'000 \text{ mm}$
Rivestimento in calcestruzzo	$c_{nom} = 40 \text{ mm}$
Disposizione armatura	1° strato

Calcolo della resistenza ultima alla flessione**Armatura di base**

Diametro	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Distanza	$s = 100 \text{ mm}$
Sezione acciaio	$a_s = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
Altezza della zona soggetta a pressoflessione	$x = 113.4 \text{ mm}$
altezza statica	$d = 945.0 \text{ mm}$
Braccio di leva delle forze interne	$z = 896.8 \text{ mm}$
Percentuale armatura	$\rho = 0.75 \%$
Resistenza ultima alla flessione	$m_{Rd} = 3'803 \text{ kNm/m}$

$$m_{Rd} = 3'803 \text{ kNm/m} > m_{xd} = 3'150 \text{ kNm/m}$$

4.3.6 Resistenza ultima a taglio**Resistenza ultima a taglio lungo le pareti perimetrali****Forza di taglio determinante**

La forza di taglio determinante si trova a una distanza pari a $a = d_v/2 = 348/2 = 174 \text{ mm}$ dal bordo dell'appoggio (oppure 324 mm dalle assi della parete) e misura al massimo $v_d = 571 \text{ kN/m}$



Resistenza al taglio senza armatura di taglio nelle pareti perimetrali

Lo sfruttamento dell'armatura a flessione viene calcolato con $q_{d,max} (\Phi = 2.0)$. Nelle pareti perimetrali i momenti flettenti della platea $m_d (\Phi = 2.0)$ corrispondono alle resistenze ultime alla flessione delle pareti perimetrali. La resistenza al taglio della platea senza armatura di taglio lungo le pareti perimetrali viene calcolata nel seguente modo:

Momento flettente della platea	$m_d (\Phi = 2.0) = 79 \text{ kNm/m} = m_{Rd,parete}$
Resistenza ultima alla flessione della platea	$m_{Rd,FP} = 159 \text{ o } 165 \text{ kNm/m}$
Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d (\Phi = 2.0) / m_{Rd,FP} = 79 / 159 = 0.50$

Geometria

altezza statica	$d = 348 \text{ mm}$
-----------------	----------------------

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

Sfruttamento dell'armatura a flessione	$m_d / m_{Rd} = 0.50$
Stato dell'armatura a flessione	Elastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0015$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.66$
Altezza statica effettiva	$d = 348 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 392 \text{ kN/m}$

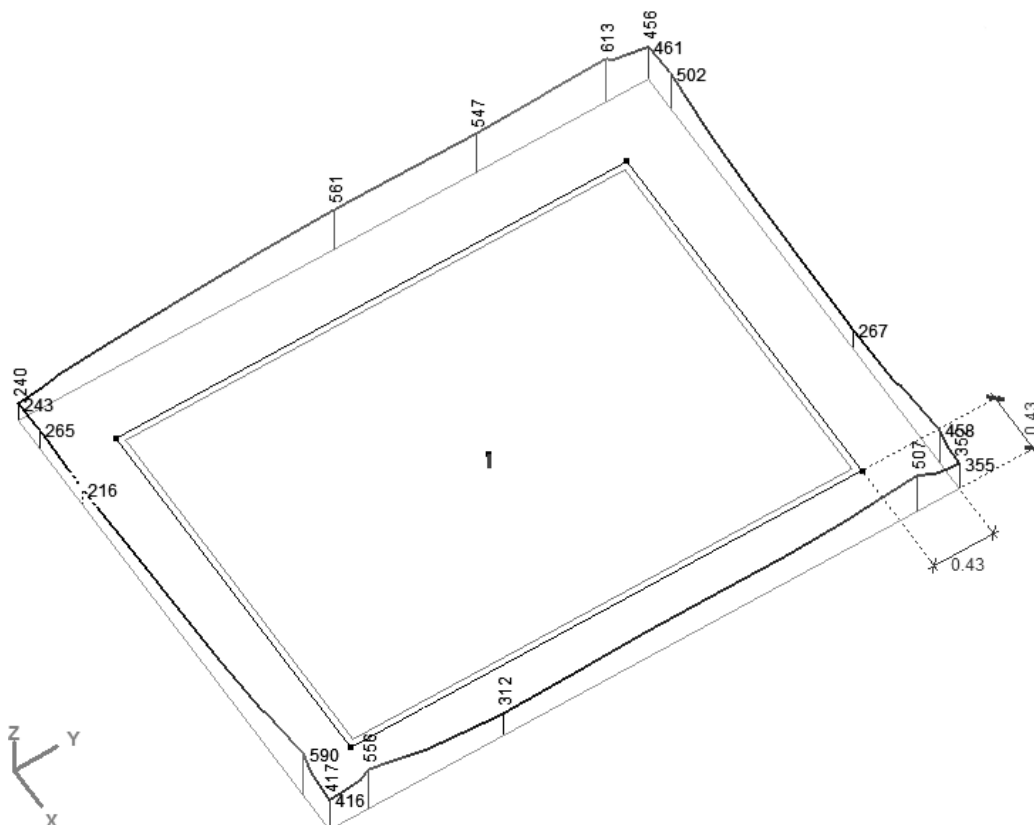
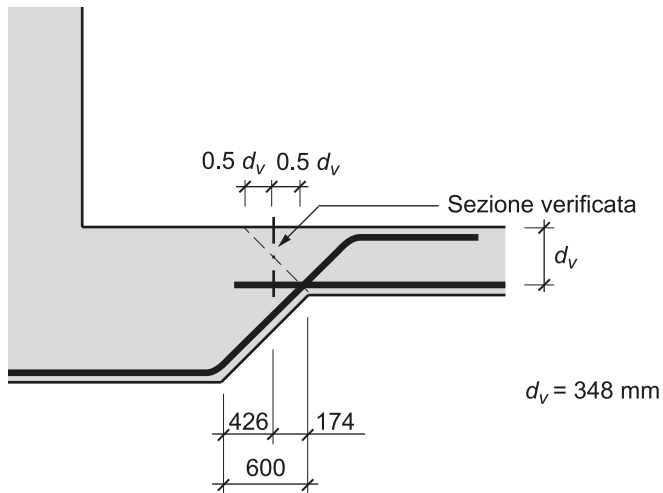
$$v_{Rd} = 392 \text{ kN/m} < v_d = 571 \text{ kN/m}$$

Sulle pareti perimetrali nella platea è necessaria un'armatura di taglio.

Resistenza ultima a taglio all'esterno del rinforzo della fondazione

Forza di taglio determinante

La forza di taglio determinante si trova a una distanza pari a $a = 600 - d_v/2 = 600 - 348/2 = 426$ mm dal bordo dell'appoggio del lato esterno della fondazione singola e misura al massimo $v_d = 613$ kN/m



Resistenza al taglio senza armatura di taglio

Si presume che non si possano escludere deformazioni plastiche dell'armatura a flessione. La resistenza al taglio senza armatura di taglio viene quindi calcolata nel seguente modo:

Geometria

altezza statica $d = 348 \text{ mm}$

Resistenza al taglio senza armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.2)

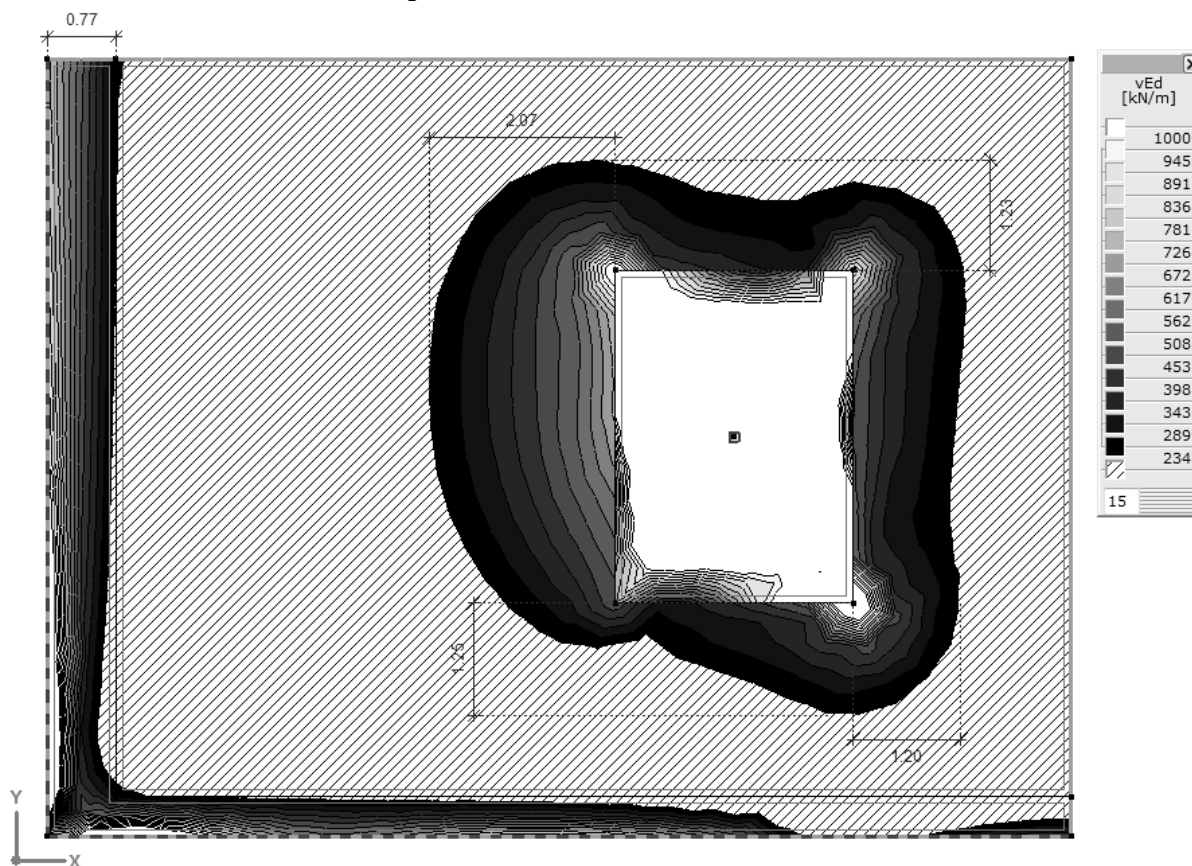
Stato dell'armatura a flessione	Plastico
Dilatazione dell'armatura a flessione	$\varepsilon_v = 0.0044$
Coefficiente grana max.	$k_g = 1.00$
Coefficiente resistenza al taglio	$k_d = 0.40$
Altezza statica effettiva	$d_v = 348 \text{ mm}$
Resistenza al taglio	$v_{Rd} = 234 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd} = 234 \text{ kN/m} < v_d = 613 \text{ kN/m}$$

La verifica della forza di taglio all'esterno del rinforzo della fondazione non può essere eseguita senza armatura di taglio.

Area con armatura di taglio

Nell'area tratteggiata può essere effettuata la verifica della forza di taglio senza armatura di taglio ($v_d < v_{Rd} = 234 \text{ kN/m}$). Nell'area quotata lungo il bordo esterno della singola fondazione la verifica della forza di taglio non può essere eseguita senza armatura di taglio. È necessaria un'armatura di taglio.



Verifica della forza di taglio con armatura di taglio

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 330 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

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

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 766 \text{ kN/m}$

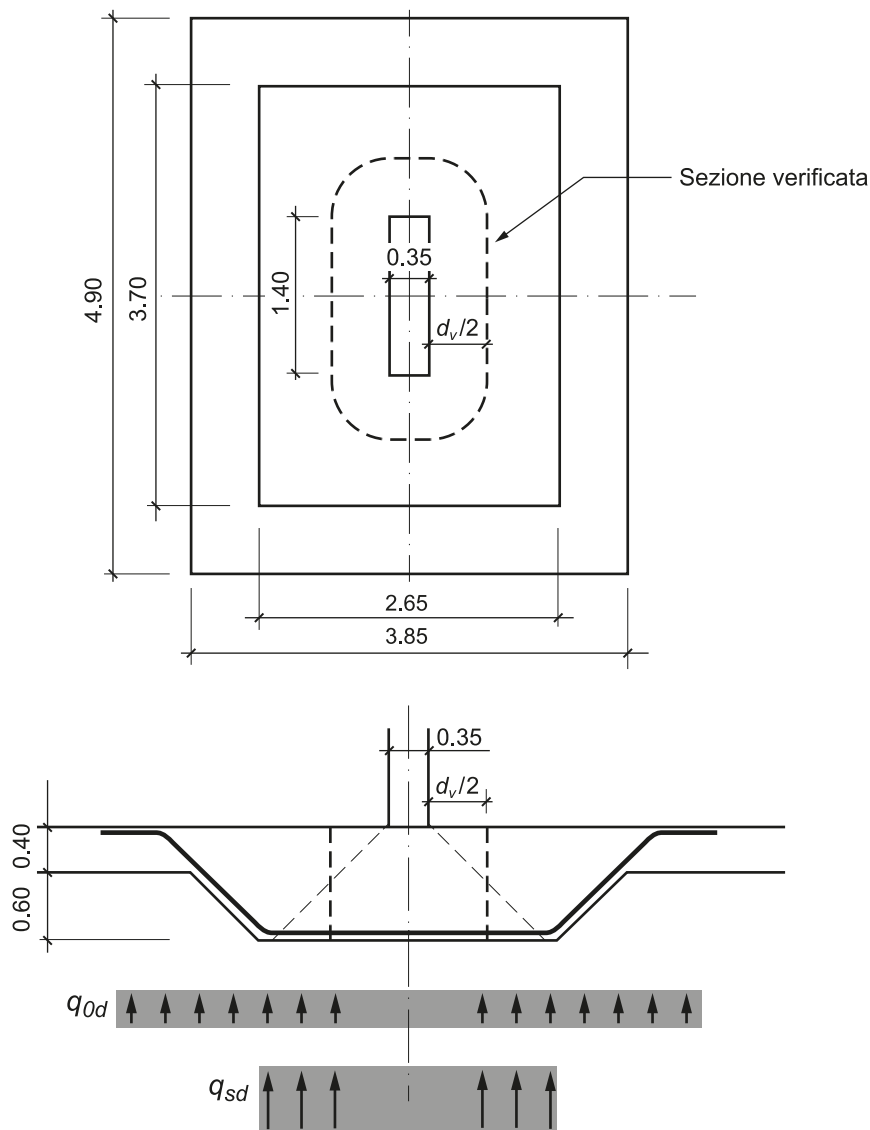
Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 3'458 \text{ kN/m}$

$$v_{Rd,s} = 766 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,c} = 3'458 \text{ kN/m} > v_d = 613 \text{ kN/m}$$

4.3.7 Punzonamento pilastro in calcestruzzo



In questo esempio viene selezionato il coefficiente $k_e = 0.9$. Non viene ridotto il perimetro della sezione verificata ma viene aumentato il carico del punzonamento. La verifica del punzonamento viene effettuata con il livello di approssimazione 2 secondo la norma SIA 262.

Valore di dimensionamento del carico del punzonamento

Superficie interna della sezione verificata A

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

$$A = 350 \cdot 1'400 + 2 \cdot 350 \cdot \frac{930}{2} + 2 \cdot 1'400 \cdot \frac{930}{2} + \pi \left(\frac{930}{2}\right)^2 = 2'796'791 \text{ mm}^2 = 2.80 \text{ m}^2$$

Carico del punzonamento V_d

$$V_d = N_d - q_{d,max} \cdot A = 13'400 - 713.4 \cdot 2.80 = 11'405 \text{ kN}$$

Selezione dell'armatura a flessione e calcolo delle resistenze ultime alla flessione

Armatura in direzione x 2° strato
 Armatura in direzione y 1° strato

Armatura inferiore in direzione x

Armatura di base $\varnothing = 30 \text{ mm}$
 $s = 150 \text{ mm}$
 $A_{s, esis} = 4'712 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_x = 915 \text{ mm}$
 $m_{Rd} = 2'496 \text{ kNm/m}$

Armatura inferiore in direzione y

Armatura di base $\varnothing = 30 \text{ mm}$
 $s = 100 \text{ mm}$
 $A_{s, esis} = 7'069 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $d_y = 945 \text{ mm}$
 $m_{Rd} = 3'804 \text{ kNm/m}$

L'altezza statica effettiva d_v è pari a

$$d_v = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{915 + 945}{2} = 930 \text{ mm}$$

Resistenza a punzonamento senza armatura a punzonamento

Perimetro della sezione verificata u

$$u = 2 \cdot 350 + 2 \cdot 1400 + 2 \cdot \pi \cdot \frac{930}{2} = 6'422 \text{ mm}$$

Perimetro ridotto della sezione verificata u_{red}

$$u_{red} = u \cdot k_e = 6'422 \cdot 0.9 = 5'780 \text{ mm}$$

Diametro b di una circonferenza con superficie uguale all'interno della superficie della sezione verificata

$$b = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{2'796'791 \cdot 4}{\pi}} = 1'887 \text{ mm}$$

Eccentricità tra la forza applicata risultante e il baricentro della sezione verificata e_u

$$e_u = b \cdot \left(\frac{1}{k_e} - 1 \right) = 1'887 \cdot \left(\frac{1}{0.9} - 1 \right) = 210 \text{ mm}$$

I componenti dell'eccentricità in direzione x e y verranno ripartiti in maniera uniforme

$$e_{u,x} = e_{u,y} = \sqrt{\frac{e_u^2}{2}} = \sqrt{\frac{210^2}{2}} = 149 \text{ mm}$$

Distanza r_s tra l'asse del pilastro e il bordo della fondazione (= punto di momento zero)

$$r_{sx} = \frac{l_x}{2} = \frac{2.65}{2} = 1.325 \text{ m}$$

$$r_{sy} = \frac{l_y}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.850 \text{ m}$$

Larghezza rappresentativa b_s delle strisce di sostegno

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1.5 \cdot \sqrt{1.325 \cdot 1.85} = 2.35 \text{ m}$$

Momenti flettenti m_{sd} nelle strisce di sostegno

$$m_{sd,x} = m_{sd,y} = V_d \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2 \cdot b_s} \right)$$

$$m_{sd,x} = m_{sd,y} = 10'844 \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{149}{2 \cdot 2'350} \right) = 1'786 \text{ kNm/m}$$

Rotazioni delle solette ψ

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{sx}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,x}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.325}{0.92} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'786}{2'496} \right)^{3/2} = 0.0038$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{sy}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,y}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} = 1.5 \cdot \frac{1.85}{0.95} \cdot \frac{600}{205'000} \cdot \left(\frac{1'786}{3'804} \right)^{3/2} = 0.0028$$

Rotazione della soletta determinante $\psi = 0.0038$

Coefficiente k_r per il calcolo della dimensione del componente, della rotazione della soletta e della grana massima

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0038 \cdot 930 \cdot \frac{48}{16 + 32}} = 0.914$$

Resistenza a punzonamento $V_{Rd,c}$ senza armatura a punzonamento

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

$$V_{Rd,c} = 0.914 \cdot 1.7 \cdot 930 \cdot 5'780 \cdot 10^{-3} = 8'354 \text{ kN}$$

Il valore limite di $V_{Rd,c}$ deve essere calcolato in maniera iterativa. Il valore limite è pari a:

$$V_{Rd,c} = 9'626 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0030 \quad k_r = 1.053$$

$$V_{Rd,c} = 9'626 \text{ kN} < V_d = 11'405 \text{ kN}$$

La verifica del punzonamento non può essere eseguita senza armatura a punzonamento.

Resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento

La resistenza a punzonamento con armatura a punzonamento viene limitata dalla resistenza alla rottura della prima diagonale della pressione del calcestruzzo, adiacente alla superficie sostenuta.

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

$$V_{Rd,c,max} = 2 \cdot 0.914 \cdot 1.7 \cdot 930 \cdot 5'780 \cdot 10^{-3} = 16'707 \text{ kN}$$

Il valore limite di $V_{Rd,c,max}$ in base al calcolo iterativo è il seguente:

$$V_{Rd,c,max} = 13'892 \text{ kN} \quad \text{Rotazione della soletta } \psi = 0.0052 \quad k_r = 0.760$$

Valore di dimensionamento della forza di taglio $V_{d,s}$ dell'armatura a punzonamento

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

$$V_{d,s} = 11'405 - 8'354 = 3'051 \text{ kN} < \frac{11'405}{2} = 5'703 \text{ kN}$$

$$V_{d,s} = 5'703 \text{ kN}$$

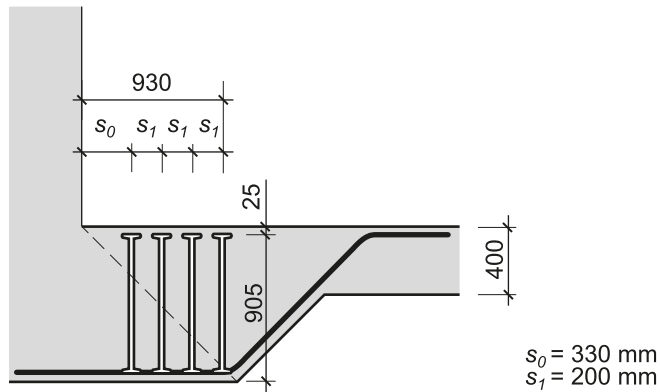
Vengono selezionati 16 listelli di punzonamento con elementi di armatura disposti in senso radiale.

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

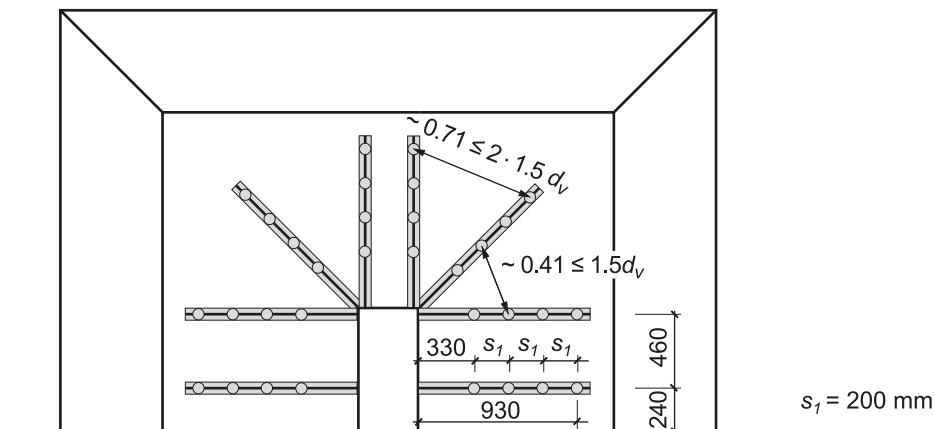
Distanza radiale: $s_1 = 200 \text{ mm} \leq 200 + \frac{d}{6} = 355 \text{ mm}$

Distanza dal bordo $s_0 = 330 \text{ mm}$

Numero degli elementi di armatura nella distanza tra $0.35d_v$ e d_v dalla superficie sostenuta



$$n = 4 \cdot 16 = 64$$



Valore di dimensionamento della tensione σ_{sd} nell'armatura a punzonamento

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right) = \frac{205'000 \cdot 0.0038}{6} \cdot \left(1 + \frac{4.0}{600} \cdot \frac{930}{30} \right) = 159 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza dell'armatura a punzonamento $V_{Rd,s}$

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

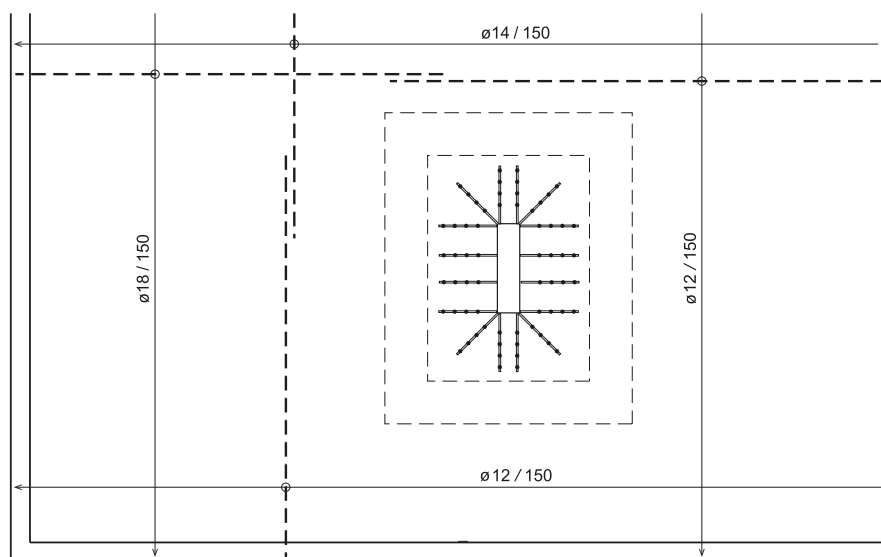
$$V_{Rd,s} = 64 \cdot \pi \cdot \frac{30^2}{4} \cdot 0.9 \cdot 159 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^{-3} = 6'474 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 6'474 \text{ kN} > V_{d,s} = 5'703 \text{ kN}$$

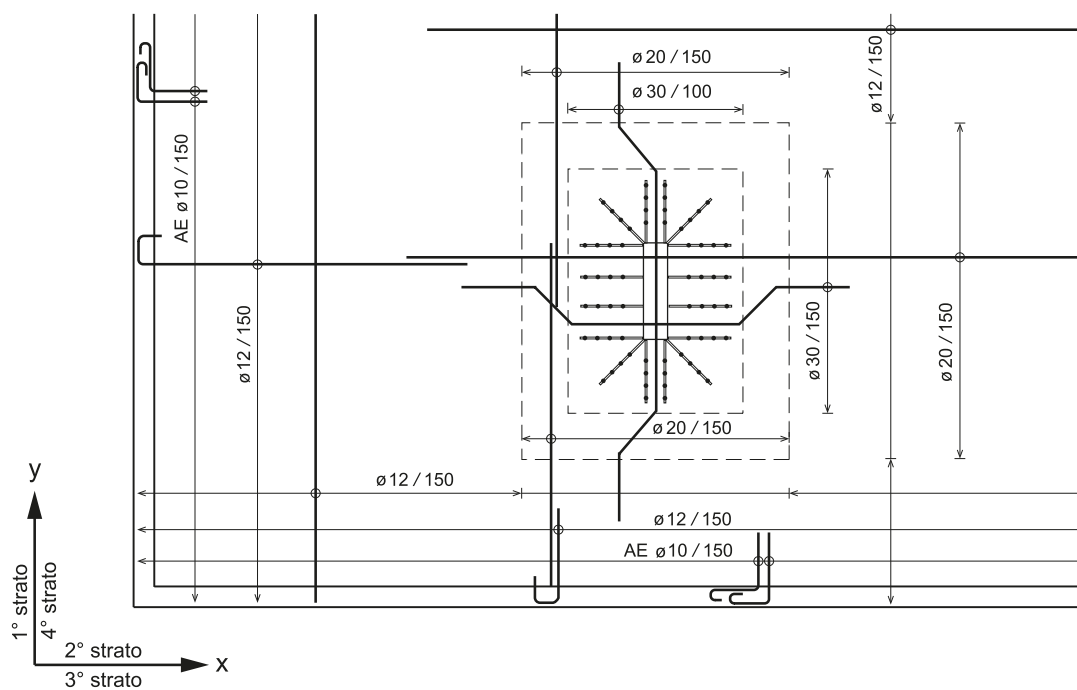
Nel capitolo 4.3.6 viene riportata una verifica della forza di taglio all'esterno del rinforzo della fondazione.

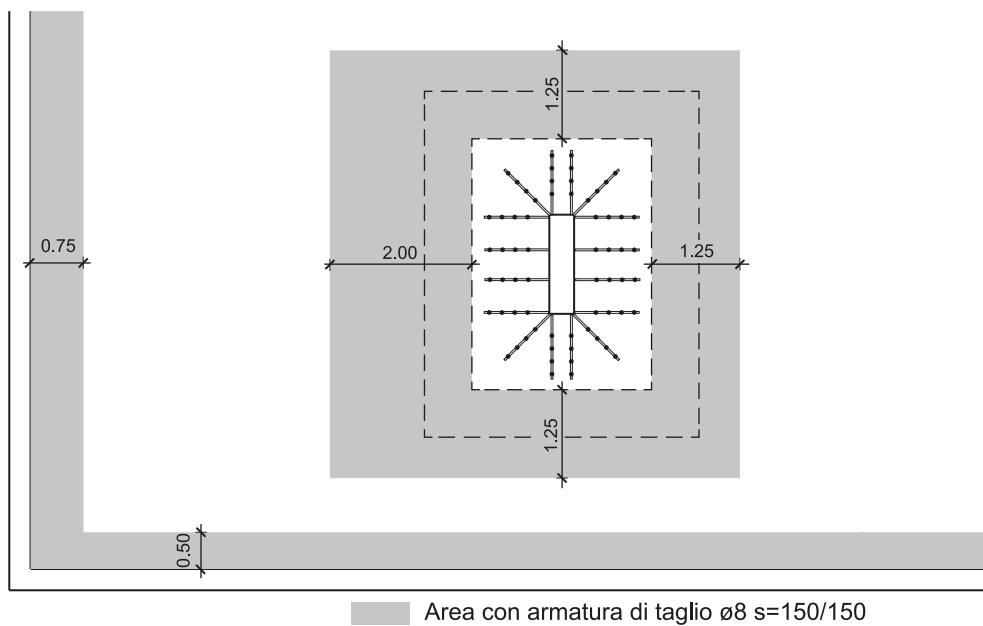
4.3.8 Disegno dell'armatura

Armatura superiore



Armatura inferiore





4.4 Pareti perimetrali interraste

Le pareti perimetrali interraste verranno dimensionate come solette portanti in un'unica direzione.

4.4.1 Valore di dimensionamento delle azioni

Il dimensionamento delle pareti perimetrali interraste viene effettuato secondo il capitolo 6.5.1, ITC 2017.

Ipotesi terreno di fondazione:

Angolo di resistenza al taglio

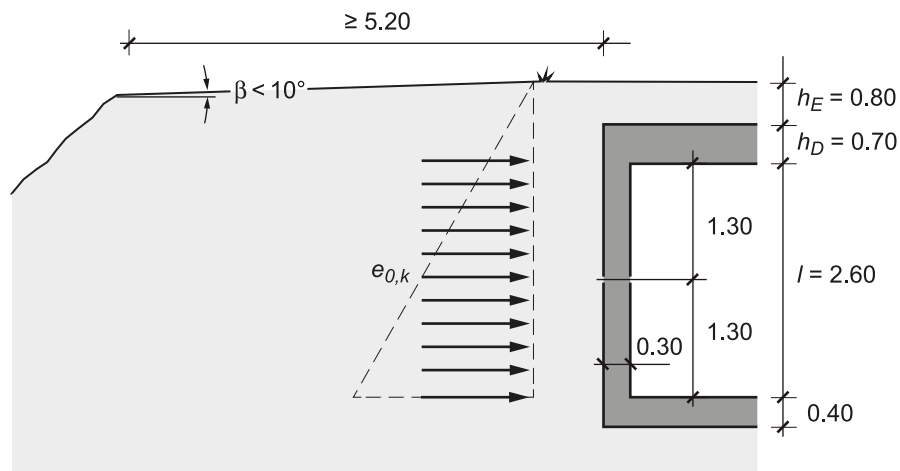
$$\varphi = 30^\circ$$

Peso spazio umido

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di pressione statica della terra

$$K_0 = 0.5$$



Pressione statica della terra al centro della parete

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

$$e_{0,k} = 0.5 \cdot \left(0.8 + 0.7 + \frac{2.60}{2} \right) \cdot 21 = 29.4 \text{ kN/m}^2$$

L'effetto in seguito all'onda d'urto dell'aria e all'onda sismica viene definito alla figura 22, ITC 2017

$$q_k = 100 + 340 \cdot \frac{a}{l} = 100 + 340 \cdot \frac{0}{2.60} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Valore di dimensionamento dell'azione

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

$$q_d = 29.4 + 1.2 \cdot 100 = 149.4 \text{ kN/m}^2$$

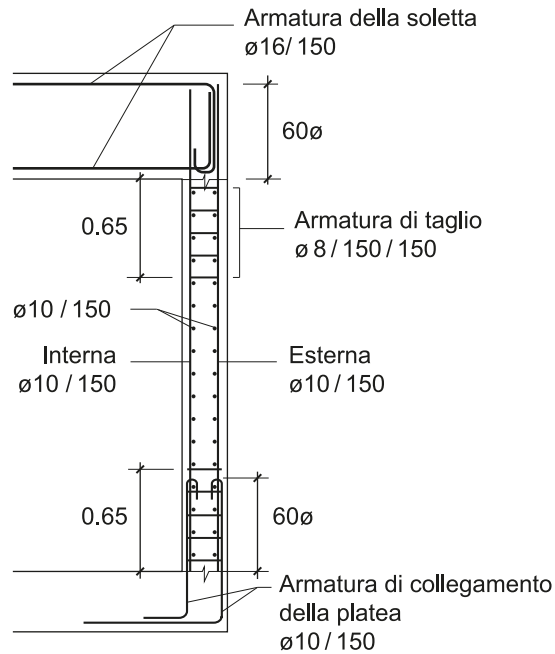
4.4.2 Armatura

Armatura minima zona soggetta a trazione

$$a_s = 0.18 \% \cdot 270 \cdot 1000 = 486 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10/150$$

Armatura minima zona soggetta a compressione

$$a_s = 0.10 \% \cdot 270 \cdot 1000 = 260 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10/150$$



4.4.3 Resistenze ultime alla flessione

Indice	Posizione	Armatura	$a_{s,ef}$ [mm ² /m]	d [mm]	ρ_{ef} [%]	m_{Rd} [kNm/m]
x+	Campo Direzione x	ø10/150	524	270	0.19	84
x1-	Plinto di fondazione	ø10/150	524	255	0.21	79
x2-	Soletta	ø10/150	524	255	0.21	79

4.4.4 Sicurezza strutturale soggetta a flessione

Carico limite a flessione

$$q_{Rd} = \frac{8}{L_x^2} \cdot \left(m_{xRd}^+ + \frac{m_{xRd1}^- + m_{xRd2}^-}{2} \right) = \frac{8}{2.6^2} \cdot \left(84 + \frac{79 + 79}{2} \right) = 192.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rd} = 192.9 \text{ kN/m}^2 > q_d = 149.4 \text{ kN/m}^2$$

4.4.5 Resistenza ultima a taglio

Verifica con carico limite a flessione della parete

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

Altezza statica effettiva per il calcolo delle resistenze al taglio:

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

Forza di taglio sul lato lungo (y):

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

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

Verifica della forza di taglio con armatura di taglio

La resistenza al taglio con armatura di taglio viene calcolata con un braccio di leva delle forze interne di $z = 0.95 \cdot d = 0.95 \cdot 255 = 242 \text{ mm}$ e con un'inclinazione del campo di pressione di $\alpha = 30^\circ$.

Geometria

Braccio di leva delle forze interne $z = 242 \text{ mm}$

Resistenza al taglio con armatura di taglio (SIA 262:2013 4.3.3.3)

Inclinazione del campo di pressione $\alpha = 30^\circ$

Armatura di taglio

Diametro $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Distanza in verticale dal bordo $s_{\perp} = 150 \text{ mm}$

Distanza parallela dal bordo $s_{\parallel} = 150 \text{ mm}$

Inclinazione dell'armatura di taglio $\beta = 0^\circ$

Percentuale dell'armatura di taglio $\rho_w = 0.22 \%$

Resistenza dell'armatura di taglio $v_{Rd,s} = 562 \text{ kN/m}$

Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo $k_c = 0.55$

Resistenza del campo di compressione del calcestruzzo $v_{Rd,c} = 2'536 \text{ kN/m}$

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

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

Lungo tutti i bordi lunghi della soletta è necessaria un'armatura di taglio.

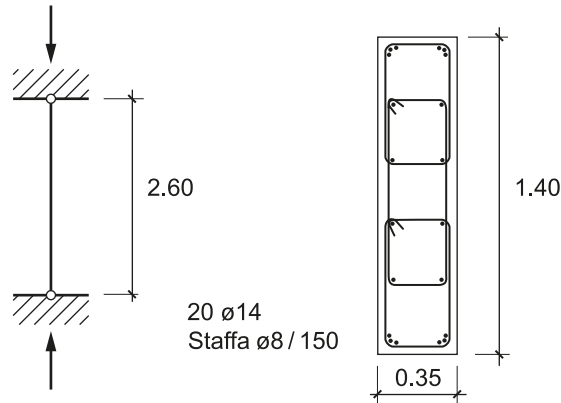
Larghezza con armatura di taglio

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

4.5 Pilastro in calcestruzzo

4.5.1 Valore di dimensionamento della forza normale

$$N_d = 13'400 \text{ kN}$$



Percentuale armatura:

$$A_s = 20 \cdot 154 = 3'080 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 350 \cdot 1'400 = 490'000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / A_c = 3'080 / 490'000 \cdot 100 = 0.63 \% > \rho_{min} = 0.6 \%$$

4.5.2 Verifica della sicurezza strutturale

$$l_{cr} = 2'600 \text{ mm}$$

$$\alpha_i = \frac{0.01}{\sqrt{l}} = \frac{0.01}{\sqrt{2.6}} = 0.006 > 0.005 \rightarrow \alpha_i = 0.005$$

$$e_{0d} = \alpha_i \cdot \frac{l_{cr}}{2} \geq \frac{d}{30}$$

$$e_{0d} = 0.005 \cdot \frac{2'600}{2} = 6.5 \text{ mm} < \frac{350 - 25 - 8 - \frac{14}{2}}{30}$$

$$e_{0d} = 10.3 \text{ mm}$$

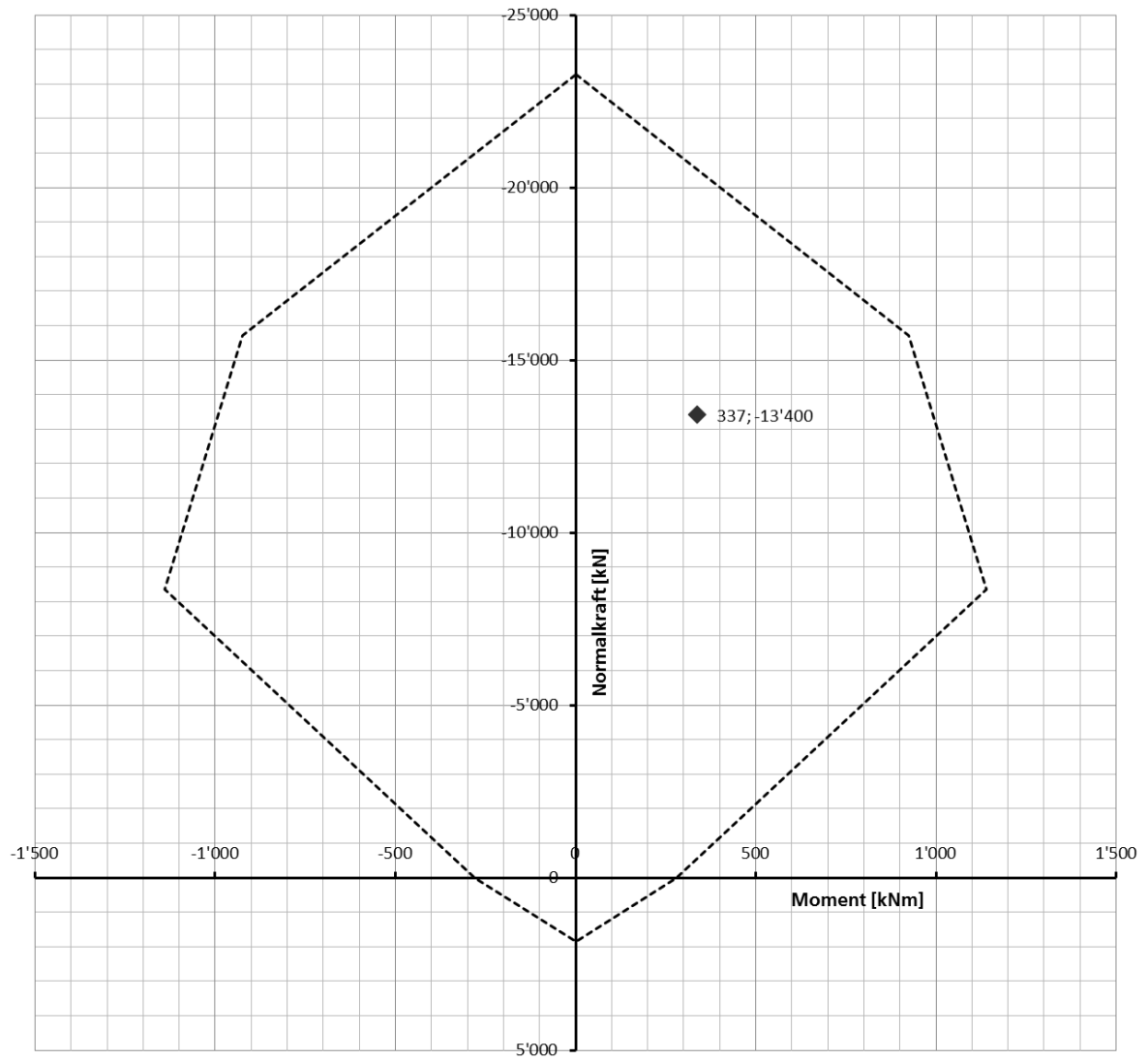
$$\chi_d = \frac{2 \cdot f_{sd}}{E_s \cdot (d - d')} = \frac{2 \cdot 600}{205'000 \cdot (310 - 40)} = 2.17 \cdot 10^{-5}$$

$$e_{2d} = \chi_d \frac{l_{cr}^2}{c} = 2.17 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{2'600^2}{\pi^2} = 14.9 \text{ mm}$$

$$e_d = e_{0d} + e_{2d} = 10.3 + 14.9 = 25.2 \text{ mm}$$

$$M_d = N_d \cdot e_d = 13'400 \cdot 25.2 \cdot 10^{-3} = 337 \text{ kNm}$$

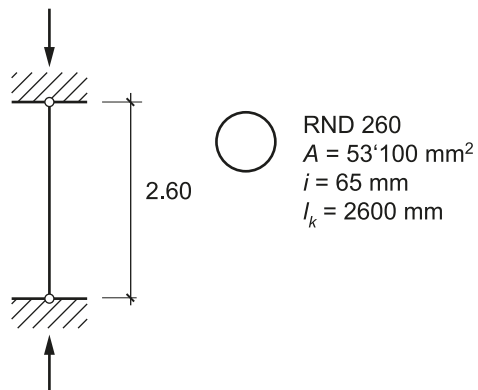
Diagramma di interazione M-N semplificato



4.6 Pilastro in acciaio

4.6.1 Valore di dimensionamento della forza normale

$$N_d = 13'400 \text{ kN}$$



4.6.2 Verifica della sicurezza strutturale

$$\lambda_K = \frac{L_K}{i} = \frac{2'600}{65} = 40$$

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = \pi \sqrt{\frac{210'000}{1.3 \cdot 295}} = 73.5$$

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_K}{\lambda_E} = \frac{40}{75.9} = 0.544$$

$$\alpha_K = 0.49 \quad \text{Curva tensione al carico di punta c}$$

$$\Phi_K = 0.5 \cdot [1 + \alpha_K \cdot (\bar{\lambda}_K - 0.2) + \bar{\lambda}_K^2]$$

$$\Phi_K = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (0.544 - 0.2) + 0.544^2] = 0.732$$

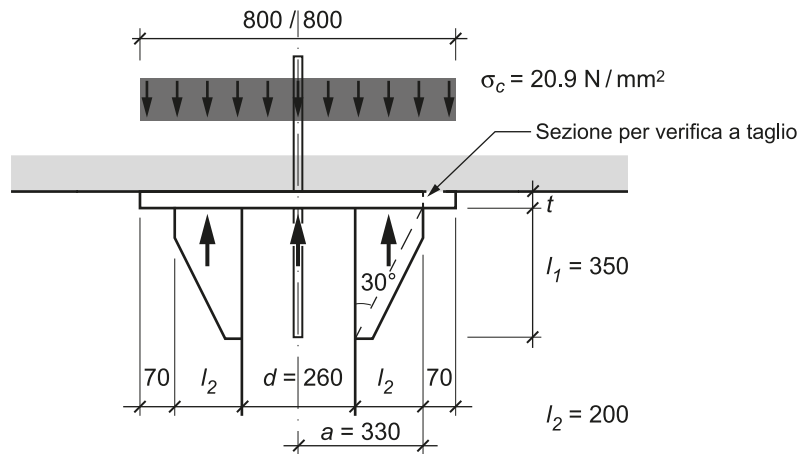
$$\chi_K = \frac{1}{\Phi_K + \sqrt{\Phi_K^2 - \bar{\lambda}_K^2}} = \frac{1}{0.732 + \sqrt{0.732^2 - 0.544^2}} = 0.818$$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_{yd} \cdot A$$

$$N_{K,Rd} = 0.818 \cdot 1.3 \cdot 275 \cdot 53'100 \cdot 10^{-3} = 15'537 \text{ kN}$$

$$N_{K,Rd} = 15'537 \text{ kN} > N_d = 13'400 \text{ kN}$$

4.6.3 Testa pilastro



Piastra di testa

Lunghezza = larghezza = 800 mm

Compressione calcestruzzo

$$\sigma_c = \frac{N_d}{A} = \frac{13'400 \cdot 10^3}{800^2} = 20.9 \text{ N/mm}^2$$

Applicazione di forza

- nel pilastro

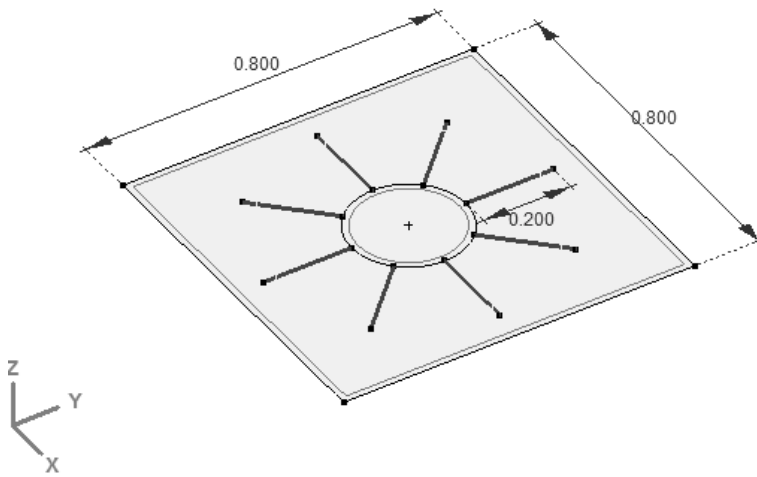
$$F_{d,pilastro} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_c = \frac{\pi \cdot 260^2}{4} \cdot 20.9 \cdot 10^{-3} = 1'110 \text{ kN}$$

- nelle strisce, 8 pezzi

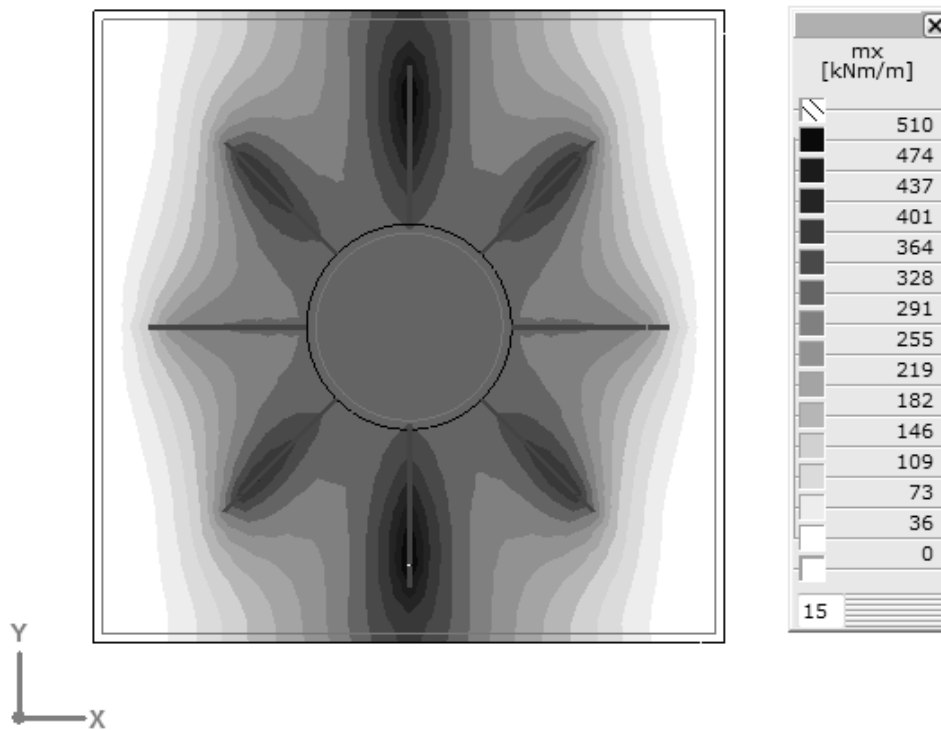
$$F_{d,Puntello} = \frac{N_d - F_{d,pilastro}}{8} = \frac{13'400 - 1'110}{8} = 1'536 \text{ kN}$$

Definizione dello spessore della piastra di testa

La sollecitazione della piastra di testa viene calcolata con un modello FE. La piastra di testa viene modellata come elemento a guscio fissata su 8 cuscinetti lineari in senso verticale. Il calcestruzzo compresso viene utilizzato come carico morbido sulla soletta in acciaio. Non viene utilizzata la porzione di carico inserita direttamente nel pilastro.



Momenti flettenti



Con spessore della piastra di testa $t = 70 \text{ mm}$

Resistenza ultima alla flessione

$$m_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = \frac{t^2}{4} \cdot f_{yd} = \frac{70^2}{4} \cdot 1.3 \cdot 325 \cdot 10^{-3} = 517 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd} = 517 \text{ kNm/m} > m_d = 510 \text{ kNm/m}$$

Resistenza ultima a taglio

$$V_d = N_d - a^2 \cdot \pi \cdot \sigma_c = 13'400 - 0.33^2 \cdot \pi \cdot 20.9 \cdot 10^3 = 6'250 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \tau_{yd} \cdot 2 \cdot a \cdot \pi \cdot t = \frac{1.3 \cdot 325}{\sqrt{3}} \cdot 2 \cdot 330 \cdot \pi \cdot 70 \cdot 10^{-3} = 35'404 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 35'404 \text{ kN} > V_d = 6'250 \text{ kN}$$

Strisce

Raccordo al pilastro

$$t = 20 \text{ mm}$$

Tensione tangenziale

$$\tau_{yd} = \frac{F_{d,Puntello}}{l_1 \cdot t} = \frac{1'536 \cdot 10^3}{350 \cdot 20} = 219 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{1.3 \cdot 345}{\sqrt{3}} = 259 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 259 \text{ N/mm}^2 > \tau_d = 219 \text{ N/mm}^2$$

Saldatura d'angolo $a = 10 \text{ mm} < a_{max} = 0.7 \cdot t = 14 \text{ mm}$

$$l_1 = 350 \text{ mm}$$

Resistenza ultima nella sezione di ancoraggio

$$F_{Rd} = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot f_{uE}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 350 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot 510 \cdot 10^{-3} = 2'784 \text{ kN}$$

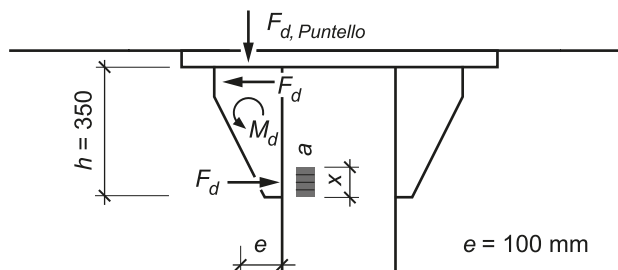
$$F_{Rd} = 2'784 \text{ kN} > F_{d,Puntello} = 1'536 \text{ kN}$$

Resistenza ultima nella sezione del montante

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot f_{yd}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 10 \cdot 350 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot 345 \cdot 10^{-3} = 3'552 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 3'552 \text{ kN} > F_{d,Puntello} = 1'536 \text{ kN}$$



In base all'eccentricità si genera un momento che viene assorbito da una coppia di forze.

$$M_d = F_{d,Puntello} \cdot e = 1'536 \cdot 0.1 = 153.6 \text{ kNm}$$

Ipotesi $x = 60 \text{ mm}$

$$F_d = \frac{M_d}{h \cdot \frac{x}{2}} = \frac{153.6}{0.35 \cdot \frac{0.06}{2}} = 480 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{F_d}{x \cdot t} = \frac{480 \cdot 10^3}{60 \cdot 20} = 400 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 1.3 \cdot 345 = 448 \text{ N/mm}^2$$

Saldatura d'angolo $a = 6 \text{ mm} < a_{max} = 0.7 \cdot t = 14 \text{ mm}$

$$l_1 = 200 \text{ mm}$$

Resistenza ultima nella sezione di ancoraggio

$$F_{Rd} = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot f_{uE}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot 510 \cdot 10^{-3} = 955 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 995 \text{ kN} > F_d = 480 \text{ kN}$$

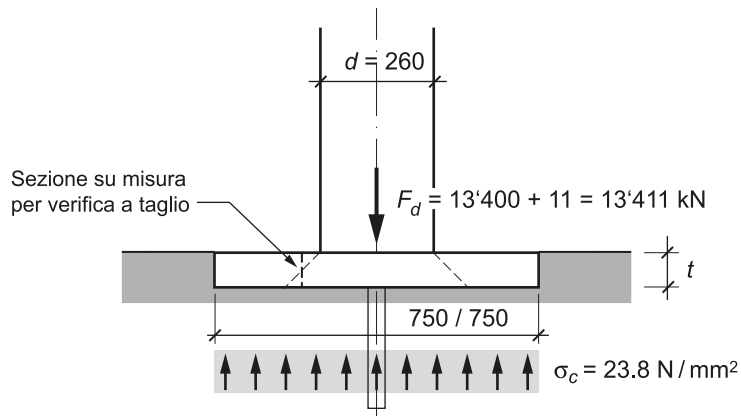
Resistenza ultima nella sezione del montante

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot l_1 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot f_{yd}$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 6 \cdot 200 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot 345 \cdot 10^{-3} = 1'218 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 1'218 \text{ kN} > F_d = 480 \text{ kN}$$

4.6.4 Soletta di fondo

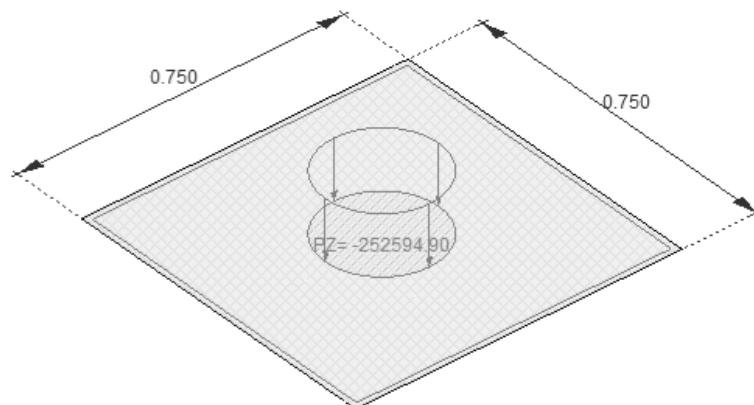


$$F_d = 13'400 + 11 = 13'411 \text{ kN}$$

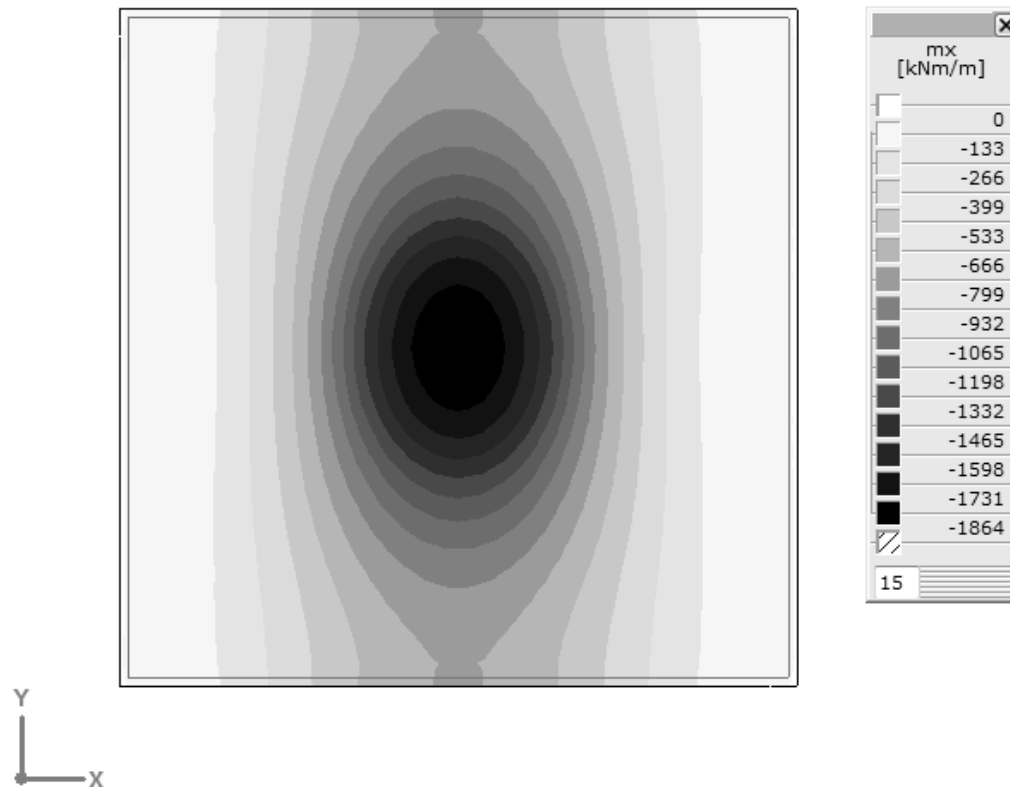
$$\sigma_c = \frac{F_d}{A} = \frac{13'411 \cdot 10^3}{750^2} = 23.8 \text{ N/mm}^2$$

Il dimensionamento della soletta di fondo viene eseguito con un modello FE. La soletta in acciaio viene modellata come elemento a guscio. Il peso del pilastro viene utilizzato come carico morbido sulla soletta in acciaio.

$$f_d = \frac{F_d}{A} = \frac{13'411}{\pi \frac{0.26^2}{4}} = 252'594.9 \text{ kN/m}^2$$



Momenti flettenti



Resistenza ultima alla flessione

Con soletta di fondo $t = 140 \text{ mm}$

$$m_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = \frac{t^2}{4} \cdot f_{yd} = \frac{140^2}{4} \cdot 1.3 \cdot 295 \cdot 10^{-3} = 1'879 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd} = 1'879 \text{ kNm/m} > m_d = 1'864 \text{ kNm/m}$$

Resistenza ultima a taglio

$$V_d = F_d - \sigma_c \cdot (d + t)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 13'411 - 23.8 \cdot 10^{-3} \cdot (260 + 140)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 10'415 \text{ kN}$$

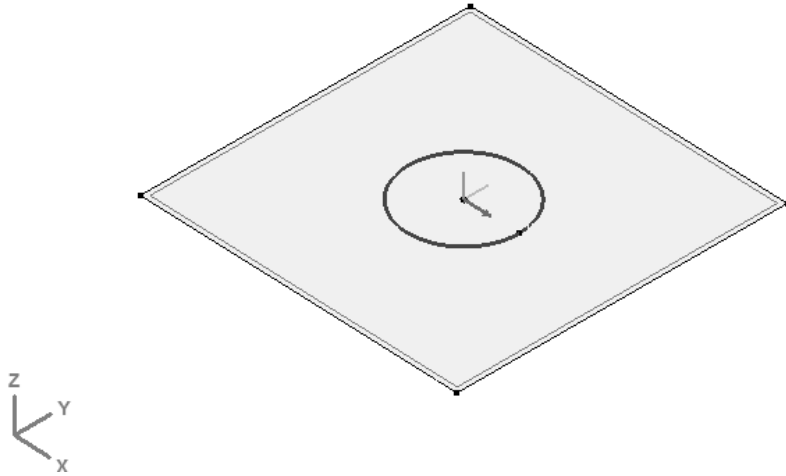
$$V_{Rd} = \tau_{yd} \cdot (d + t) \cdot \pi \cdot t = \frac{1.3 \cdot 295}{\sqrt{3}} \cdot (260 + 140) \cdot \pi \cdot 140 \cdot 10^{-3} = 38'953 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 38'953 \text{ kN} > V_d = 10'415 \text{ kN}$$

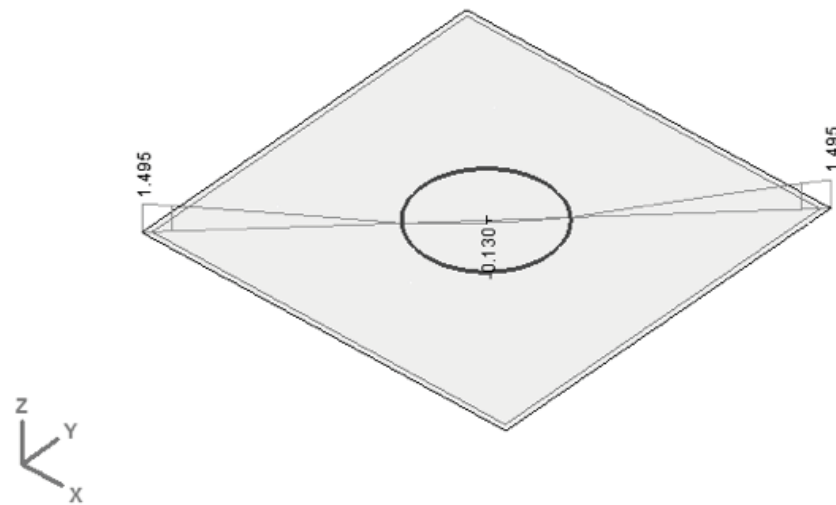
Deformazioni

Le deformazioni verranno calcolate in un modello FE. Non deve essere superato il valore w_{zul} (ipotesi).

$$w_{zul} = \frac{2 \cdot l}{500}$$



La soletta in acciaio viene modellata come elemento a guscio fissato in senso verticale su un cuscinetto lineare sul bordo esterno del pilastro. Le forze di reazione sotto la soletta in acciaio vengono utilizzate come carico morbido sulla soletta in acciaio.



$$w_{zul} = \frac{2 \cdot l}{500} = \frac{2 \cdot 400}{500} = 1.6 \text{ mm}$$

$$w = 1.5 \text{ mm} < w_{zul} = 1.6 \text{ mm}$$