

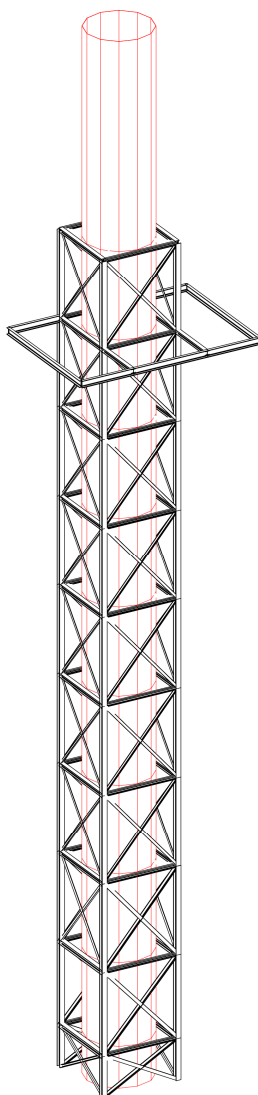
REGIONE EMILIA ROMAGNA

**PROVINCIA DI PARMA**

COMUNE DI TRAVERSETOLO

## **STRUTTURA DI SOSTEGNO PER CAMINO**

*Integrazione Relazione Tecnica e di Calcolo*



Committente: **Mister Pet s.r.l.**

Il Progettista  
**Ing. Livio Catalani**

Data: 06/06/2023

## SOMMARIO

1.	GENERALITA' .....	3
1.1	Collegamento Montante –Fondazione di Progetto .....	4
1.2	Collegamento Montante –Fondazione Modificato .....	7

# INTEGRAZIONE RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

(Ai sensi del D.M. 17.01.2018, Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”)

## 1. GENERALITA’

L’opera in esame è la struttura in elevazione necessaria per vincolare orizzontalmente il camino di emissione dell’impianto scrubber per il trattamento fumi da produzione di pet food e, allo stesso tempo, per mezzo di un piccolo ballatoio a q. + 18,00 m circa, consentire il prelievo di campioni dal camino stesso. La struttura sarà realizzata nello stabilimento della ditta Mr Pet s.r.l. situata all’interno del comparto produttivo di via Pedemontana n. 35 in località Mamiano di Traversatolo (PR).

Il camino è alto circa 25 ml ed è costituito da un tubo in polipropilene Ø 1600 mm.

La struttura è sostanzialmente un traliccio a base quadrata e dimensioni esterne 2000x2000 mm altezza 20,00 m circa.

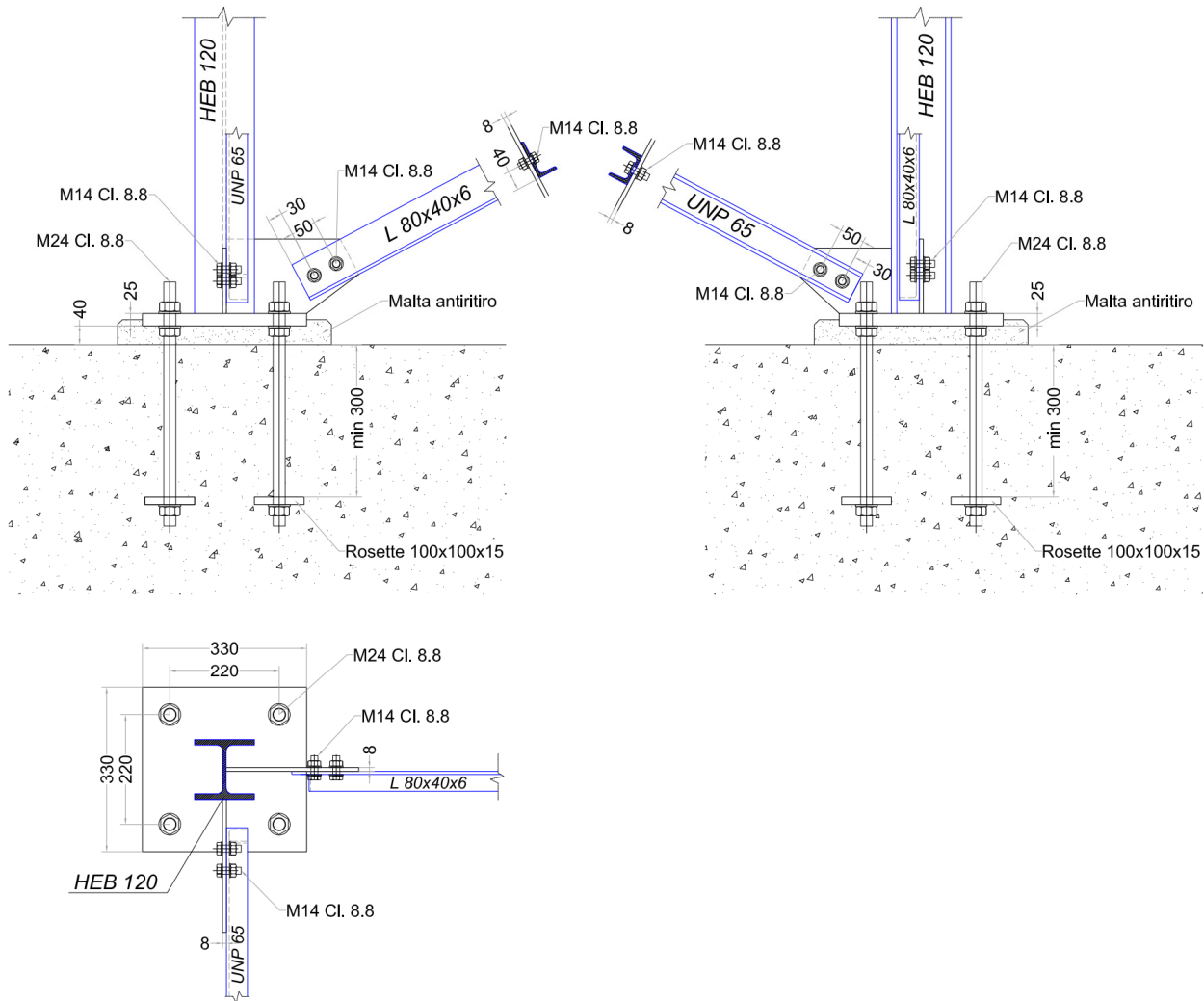
La presente integrazione si è resa necessaria per modificare il collegamento della struttura in elevazione con la fondazione. Per motivi logistici infatti la fondazione è stata realizzata senza la predisposizione delle barre filettate con le rosette annegate nel getto e pertanto occorre utilizzare un collegamento diverso che prevede l’ancoraggio chimico delle barre filettate nella fondazione.

Per maggiore chiarezza si riporta la verifica del collegamento di progetto e quella del collegamento modificato.

## 1.1 COLLEGAMENTO MONTANTE – FONDAZIONE DI PROGETTO

Il collegamento fra i montanti realizzati in HEB 120 in acciaio S275 JR e la fondazione in cemento armato con calcestruzzo C25/30, schematizzato come articolato, è formato da una piastra di ripartizione 330x330x25 saldata all'estremità del montante e fissata al calcestruzzo con n° 4 barre filettate M24 Cl. 8.8 annegate per almeno 30 cm nel calcestruzzo con rosette 100x100x15.

Nell'immagine seguente si riporta un dettaglio del collegamento:



Come visto nel capitolo della relazione di calcolo relativo alle verifiche agli SLU le sollecitazioni massime alla base si rilevano con il modello Vento diagonale; si riportano le verifiche per la colonna soggetta alla massima compressione e per la colonna soggetta alla massima trazione:

### COLONNA COMPRESSA

#### Colonna-Fondazione

Colonna: Gruppo = 1    Elemento = 40    Nodo = 45    **HEB 120**    S 275 (Fe 430)

[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV

Assi locali piastra

N = -38833.13 daN

Ty = -581.95 daN My = -3.49 daN\*cm

Tz = 37.31 daN Mz = -5.18 daN\*cm

Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.

[Verifica piastra di base] (S 275 (Fe 430), Rck 300)

330x330x25    Tipologia n. 2    A = 220    B = 220    (mm)

[Verifica cls]

Verifica cls:    I.R. = 0.46

Verifica piastra:    Sigma id = 1875.6 daN/cm²    I.R. = 0.72

[Verifica tirafondo] (Cl. 8.8)

Numero 4 tirafondi: Diam. tirafondo = 24 (mm)  
 Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:  
 Fvb,Sd = 145.49 daN Ftb,Sd = 0.00 daN  
 Fvb,Rd = 13555 daN Ft,Rd = 20333 daN I.R. = 0.01  
**[Verifica saldatura profilo]**  
 Saldatura a cordone d'angolo (doppia sull'ala): verificata  
 Lunghezza1: 120 (mm) Altezza di gola1: 7 (mm)  
 Lunghezza2: 74 (mm) Altezza di gola2: 4 (mm)  
 Lunghezza3: 45 (mm) Altezza di gola3: 7 (mm)  
 Sigma perp. = 1101.7 daN/cm<sup>2</sup> Tens par. = 98.3 daN/cm<sup>2</sup>  
 I.R. = 0.48  
**[Resistenza del nodo]**  
 Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]

Per la colonna compressa si riporta per esteso la verifica a schiacciamento del calcestruzzo secondo il metodo suggerito da EC 3:

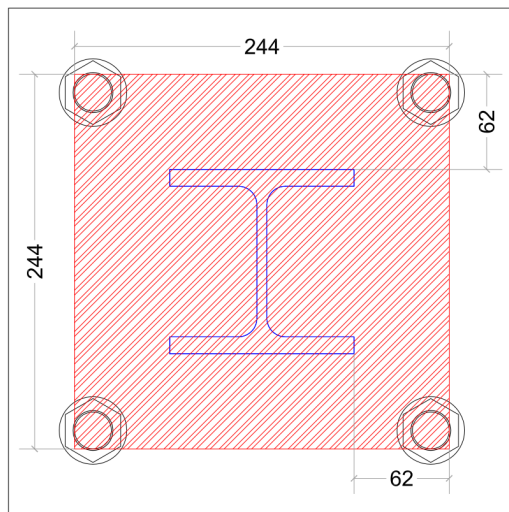
$$N_{Ed} = -38833 \text{ daN}$$

La fondazione è stata realizzata con calcestruzzo Rck300 (C 25/30). La piastra alla base della colonna montante è spessa 25 mm ed è realizzata in acciaio S275 JR; si calcola quindi la sezione efficace per azioni di compressione:

$$f_{jd} = 0,57 \cdot f_{ck} = 0,57 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} = 0,57 \cdot 0,83 \cdot 300 = 141,93 \text{ daN / cm}^2$$

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 2,5 \cdot \sqrt{\frac{2750}{3 \cdot 141,93 \cdot 1,05}} = 6,2 \text{ cm}$$

Nell'immagine seguente si riporta l'impronta della sezione efficace a compressione:



La superficie efficace è pari a 595 cm<sup>2</sup> per cui si verifica la resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo:

$$F_{C,r,Rd} = A_{c0} \cdot f_{jd} = 595 \cdot 141,93 = 84448 \text{ daN} > N_{Ed} = 38833 \text{ daN}$$

## COLONNA TESA

## Colonna-Fondazione

Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 1 Nodo = 1 **HEB 120** S 275 (Fe 430)  
 [Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV  
 Assi locali piastra  
 $N = 38774.56 \text{ daN}$   
 $T_y = 3486.78 \text{ daN}$   $M_y = -4.48 \text{ daN*cm}$   
 $T_z = -2775.74 \text{ daN}$   $M_z = -4.97 \text{ daN*cm}$   
 Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.  
**[Verifica piastra di base]** (S 275 (Fe 430), Rck 300)  
 $330 \times 330 \times 25$  Tipologia n. 2 A = 220 B = 220 (mm)  
**[Verifica cls]**  
 Verifica cls: I.R. = 0.00  
 Verifica piastra: Sigma id =  $1857.0 \text{ daN/cm}^2$  I.R. = 0.71  
**[Verifica tirafondo]** (Cl 8.8)  
 Numero 4 tirafondi: Diam. tirafondo = 24 (mm)  
 Rosetta:  $100 \times 100 \times 15$  (mm)  
 Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:  
 $F_{vb}, S_d = 871.70 \text{ daN}$   $F_{tb}, S_d = 9693.75 \text{ daN}$   
 $F_{vb}, R_d = 13555 \text{ daN}$   $F_{t}, R_d = 20333 \text{ daN}$  I.R. = 0.48  
**[Verifica saldatura profilo]**  
 Saldatura a cordone d'angolo (doppia sull'ala): verificata  
 Lunghezza1: 120 (mm) Altezza di gola1: 7 (mm)  
 Lunghezza2: 74 (mm) Altezza di gola2: 4 (mm)  
 Lunghezza3: 45 (mm) Altezza di gola3: 7 (mm)  
 $\text{Sigma perp.} = 1100.1 \text{ daN/cm}^2$   $\text{Tens par.} = 589.0 \text{ daN/cm}^2$   
 I.R. = 0.64  
**[Resistenza del nodo]**  
 Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]

Per l'ancoraggio nel cemento armato dei tirafondi, si prevede una rosetta di  $100 \times 100 \times 15 \text{ mm}$ . La profondità delle rosette dalla superficie del getto è ipotizzata pari a 30 cm. Questa rosetta è equivalente a una circolare di raggio:

$$r = \frac{d}{\sqrt{\pi}} = 5,64 \text{ cm}$$

La forza trasmissibile dall'ancoraggio, essendo  $L$  la lunghezza del tirafondo annegata nel getto e  $a$  la distanza dal bordo della fondazione il cui valore minimo è stato ipotizzato di 30 cm, risulta, considerando calcestruzzo C25/30 (Rck 300):

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot 24,9^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1,79 = 4,03 \text{ N/mm}^2 = 40,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{40,3}{1,5} = 26,87 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{r}{a} = 1 - \frac{5,64}{30} = 0,81$$

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \frac{0,85}{1,5} \cdot R_{ck} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$$

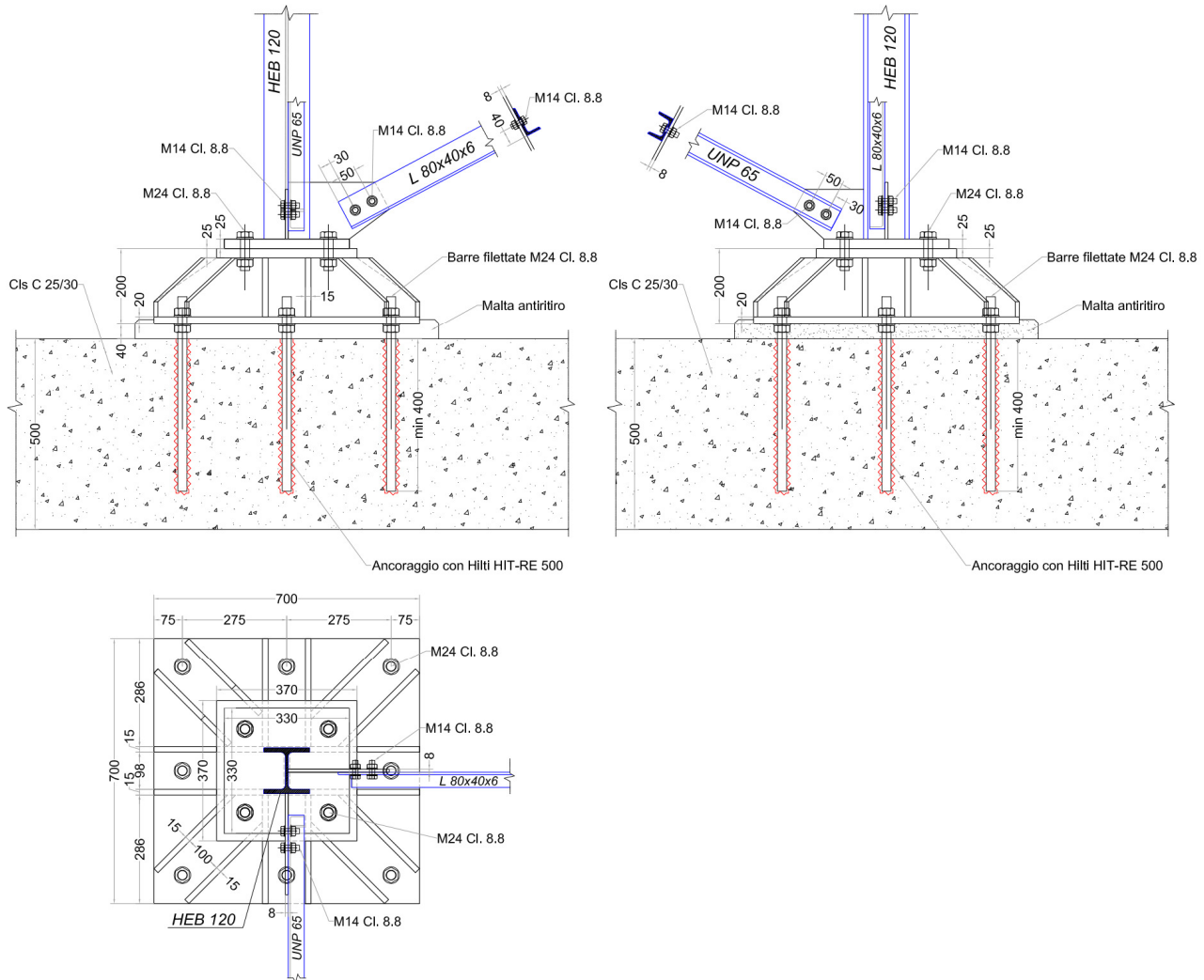
$$N_{Rd,tir} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\varphi}{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \varphi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2 = \frac{26,87}{\left(1 + \frac{2,4}{30}\right)^2} \cdot \pi \cdot 2,4 \cdot 30 + 141,1 \cdot 0,81 \cdot \pi \cdot 5,64^2 = 16665 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,tir} = 16665 \text{ daN} > N_{Ed,tir} = 9694 \text{ daN}$$

Il collegamento colonna-fondazione risulta verificato.

## 1.2 COLLEGAMENTO MONTANTE – FONDAZIONE MODIFICATO

Dovendo collegare i montanti alla fondazione in cemento armato con ancoraggi chimici post installati, che garantiscono resistenze inferiori alle barre filettate con rosetta annegate nel getto, è stato ritenuto opportuno, per ogni montante, aumentare il numero degli ancoraggi e distanziarli sufficientemente affinché ciascuno di essi possa esplicare la massima resistenza senza essere penalizzati da effetti di gruppo. Per fare questo, fra le piastre di base dei montanti e la platea di fondazione saranno interposti degli elementi altezza 200 mm formati da due piastre parallele collegate e rinforzate con opportune nervature verticali. Nell'immagine seguente si riporta il dettaglio del collegamento modificato:



Facendo riferimento alle verifiche del collegamento di progetto risulta evidente che per il caso di colonna compressa il nuovo collegamento è sicuramente migliore del precedente distribuendo il carico su superfici di appoggio maggiori tenendo conto dell'estrema rigidezza dell'elemento posizionato sopra la platea dotato di nervature sp. 15 mm in tutte le direzioni.

Si passa quindi ad eseguire la verifica per il caso di colonna tesa con le massime sollecitazioni:

$$N_{Ed,max}^+ = 38775 \text{ daN}$$

$$V_{Ed,y,max} = 3487 \text{ daN}$$

$$V_{Ed,z,max} = 2775 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si riporta quindi la verifica dell'ancoraggio alla platea in C.A.

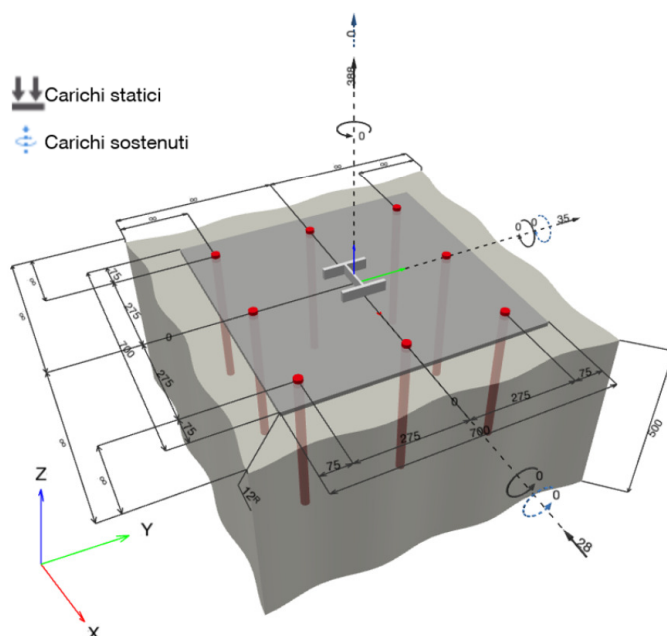
## 1 Dati da inserire

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	<b>HIT-RE 500 V4 + AM (8.8) M24</b>
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	407501 AM 8.8 M24x1000 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 400,0 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 20/0541
Emesso l Validato:	04/09/2021   -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio <sup>R</sup> :	$l_x \times l_y \times t = 700,0 \text{ mm} \times 700,0 \text{ mm} \times 12,0 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPB/HEB, IPB 120 / HE 120 B; ( $L \times W \times T \times FT$ ) = $120,0 \text{ mm} \times 120,0 \text{ mm} \times 6,5 \text{ mm} \times 11,0 \text{ mm}$
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 500,0 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$
<b>Installazione:</b>	<b>Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto</b>
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque $\emptyset$ ) o $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) senza armatura di bordo longitudinale



<sup>R</sup> - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

### Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]





### 1.1 Combinazione carichi

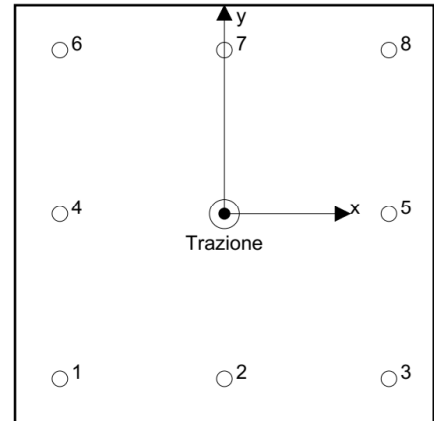
Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 388,000; V <sub>x</sub> = -28,000; V <sub>y</sub> = 35,000; M <sub>x</sub> = 0,000; M <sub>y</sub> = 0,000; M <sub>z</sub> = 0,000; N <sub>sus</sub> = 0,000; M <sub>x,sus</sub> = 0,000; M <sub>y,sus</sub> = 0,000;	no	no	89

## 2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

### Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	48,500	5,603	-3,500	4,375
2	48,500	5,603	-3,500	4,375
3	48,500	5,603	-3,500	4,375
4	48,500	5,603	-3,500	4,375
5	48,500	5,603	-3,500	4,375
6	48,500	5,603	-3,500	4,375
7	48,500	5,603	-3,500	4,375
8	48,500	5,603	-3,500	4,375



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]  
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 388,000 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

## 3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β <sub>N</sub> [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	48,500	188,267	26	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	388,000	671,017	58	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	388,000	436,690	89	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

### 3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

N <sub>Rk,s</sub> [kN]	γ <sub>M,s</sub>	N <sub>Rd,s</sub> [kN]	N <sub>Ed</sub> [kN]
282,400	1,500	188,267	48,500

### 3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left( \frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left( \frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N} [\text{mm}^2]$	$A_{p,N}^0 [\text{mm}^2]$	$\tau_{Rk,ucr,20} [\text{N/mm}^2]$	$s_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{min} [\text{mm}]$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$
1.509.327	460.426	15,00	678,5	339,3	$\infty$	25,00
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr} [\text{N/mm}^2]$	$k_3$	$\tau_{Rk,c} [\text{N/mm}^2]$	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	9,71	7,700	10,21	1,132	1,048	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0 [\text{kN}]$	$N_{Rk,p} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$		
292,978	1.006,526	1,500	671,017	388,000		

ID gruppo ancoranti

1-8

### 3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$		
3.062.500	1.440.000	600,0	1.200,0	25,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
0,0	1,000	7,700	308,000	1,500	436,690	388,000

ID gruppo ancoranti

1-8

#### 4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_v$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5,603	112,960	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	44,822	873,380	6	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

##### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$k_7$	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
141,200	1,000	141,200	1,250	112,960	5,603

##### 4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$k_8$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
3.062.500	1.440.000	600,0	1.200,0	2,000	25,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]		
7,700	308,000	1,500	873,380	44,822		

ID gruppo ancoranti

1-8

**5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)**

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,258	0,050	2,000	7	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,889	0,051	1,000	79	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

**6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)**

Carichi a breve termine:

$N_{Sk}$	=	35,926 [kN]	$\delta_N$	=	0,1549 [mm]
$V_{Sk}$	=	4,150 [kN]	$\delta_V$	=	0,1245 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,1987 [mm]

Carichi a lungo termine:

$N_{Sk}$	=	35,926 [kN]	$\delta_N$	=	0,1906 [mm]
$V_{Sk}$	=	4,150 [kN]	$\delta_V$	=	0,2075 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,2818 [mm]

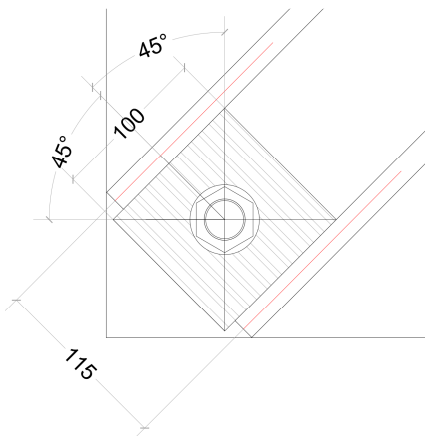
Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!  
 Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

**L'ancoraggio risulta verificato!**

Si verifica quindi l'elemento in acciaio soggetto alle azioni di trazione trasmesse dalle barre filettate pari a 4850 daN.

Innanzitutto si esegue una verifica locale della piastra di base sp. 20 mm fra due nervature. Considerando una diffusione delle forze a 45° per semplicità la piastra si verifica una trave equivalente con sezione rettangolare 100x20 semplicemente appoggiata con luce di 115 mm soggetta ad un carico concentrato in mezzzeria di 4850 daN:



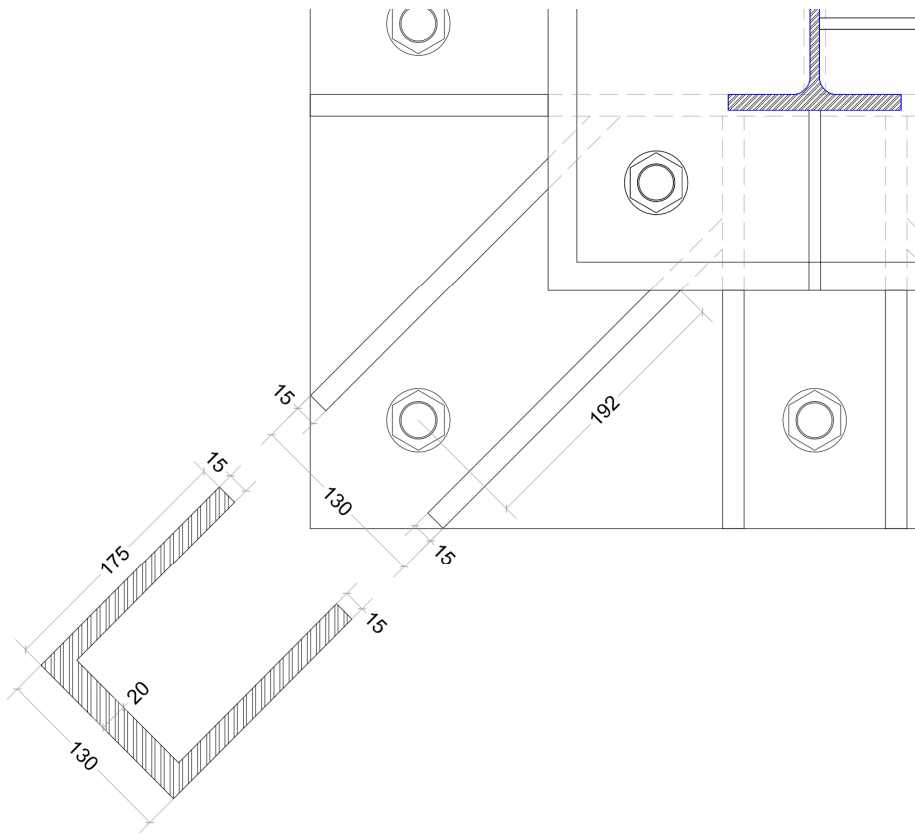
$$M_{Ed} = N_t \frac{l}{4} = 4850 \cdot \frac{11,5}{4} = 13944 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si calcola quindi la resistenza a flessione della trave equivalente:

$$W_{Pl} = \frac{b \cdot h^2}{4} = \frac{10 \cdot 2^2}{4} = 10 \text{ cm}^3$$

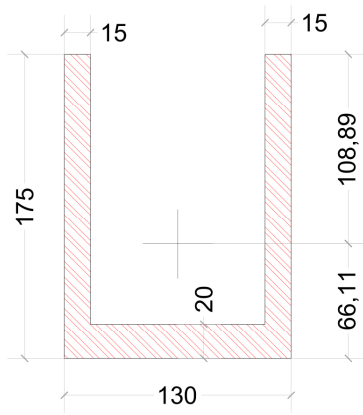
$$M_{Rd} = \frac{W_{Pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{10 \cdot 2750}{1,05} = 26190 \text{ daN} \cdot \text{cm} > M_{Ed} = 13944 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si verifica quindi la porzione di piastra con due nervature come mensola a sbalzo soggetta a carico concentrato in corrispondenza della barra filettata; la situazione più sfavorevole è per le barre negli angoli le cui mensole equivalenti hanno una luce maggiore:



$$M_{Ed} = N_t \cdot l = 4850 \cdot 19,2 = 93120 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si calcola quindi la resistenza a flessione della mensola equivalente con sezione a U le cui caratteristiche meccaniche sono le seguenti:



$$I = 1912 \text{ cm}^4$$

$$y_{\text{sup}} = 10,89 \text{ cm}$$

$$W_{el,\text{sup}} = \frac{I}{y_{\text{sup}}} = \frac{1912}{10,89} = 175 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{el,\text{sup}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{175 \cdot 2750}{1,05} = 458333 \text{ daN} \cdot \text{cm} > M_{Ed} = 93120 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$