



# REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

**S. F. M. R.**

(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

**VENEZIA - Via Gazzera Alta**

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO	
OPERE D'ARTE				08.12.01.00	
Barriere acustiche e opere d'arte minori				SCALA	
				-	
Relazione di calcolo				NOME FILE	
				0409E02-08120100-RR008_E00	
E00	Emissione		08/2019	C. Giomo	R. Zanon
Revisione	Descrizione		Data	Redatto	Verificato
COMMESSA		DOCUMENTO	REV.	TAVOLA	
0409E02		R RC 008	E00	1 di 1	
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti		Il Progettista Ing. Roberto Zanon	
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

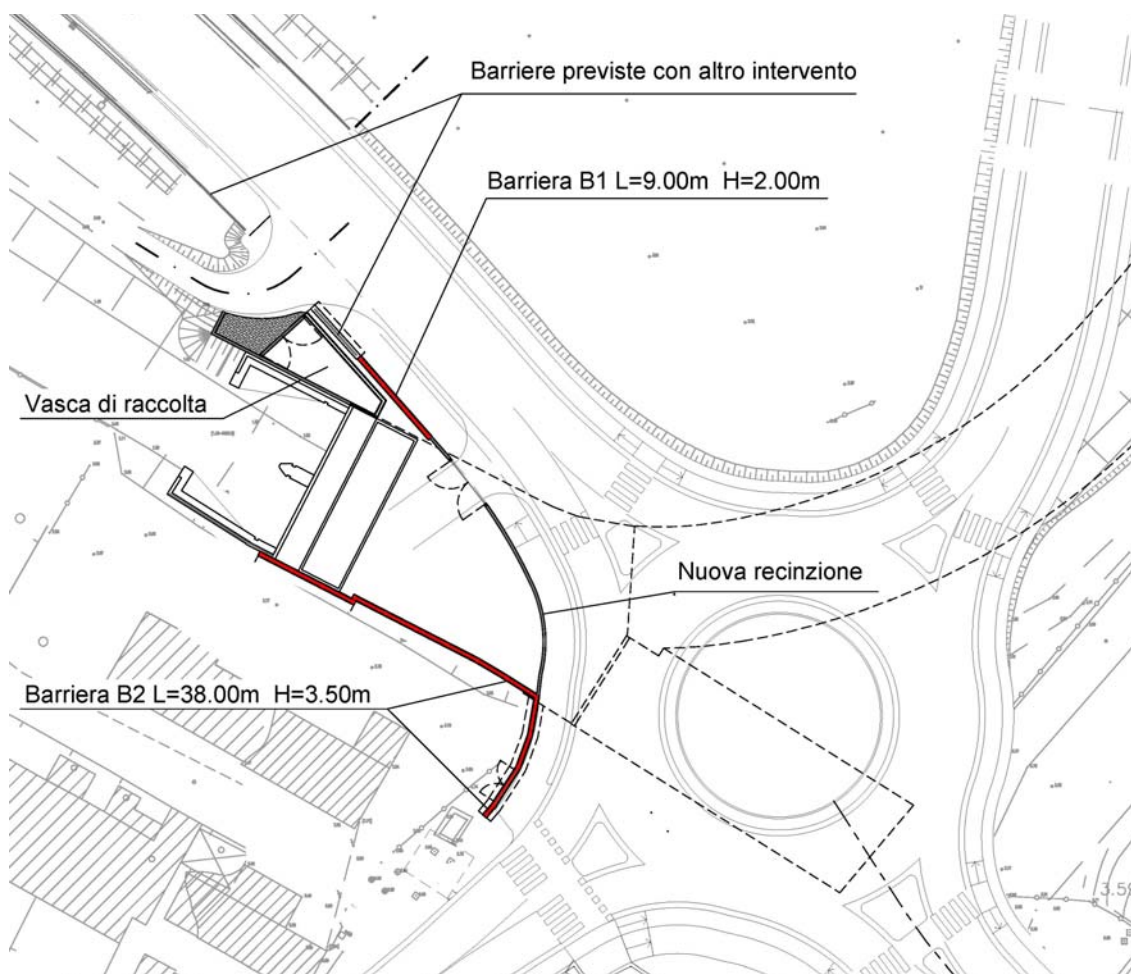
## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>ANALISI GENERALE DEI CARICHI .....</b>	<b>13</b>
<b>6</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>21</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICA DEI MONTANTI HEA 160 .....</b>	<b>22</b>
7.1	ANALISI DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE .....	22
7.2	TIRAFONDI E PIASTRA DI BASE .....	25
<b>8</b>	<b>STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLE BARRIERE B1 E B2 .....</b>	<b>28</b>
8.1	FONDAZIONE BARRIERA TIPO "B1" (H = 2,0 M) .....	31
8.2	ARMATURE DELLA BARRIERA TIPO "B1" .....	35
8.3	FONDAZIONE BARRIERA TIPO "B2" (H = 3,5 M) .....	36
8.4	ARMATURE DELLA BARRIERA TIPO "B2" .....	40
<b>9</b>	<b>ARMATURE VASCA DI RACCOLTA.....</b>	<b>41</b>
<b>10</b>	<b>BARRIERA TIPO B3 SU PALI .....</b>	<b>49</b>
10.1	VERIFICA TIRAFONDI.....	49
10.2	VERIFICA PIASTRA DI BASE .....	50
10.3	STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLE BARRIERE.....	51
10.3.1	Capacità portante del palo.....	51
10.3.2	Verifica collegamento cordolo.....	66

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo si riferisce alle strutture delle barriere di protezione acustica e ad alcune opere minori, da realizzare nell'ambito dell'intervento 1.09bis della 1<sup>a</sup> fase SFMR.

L'intervento, nel suo complesso, prevede il completamento delle opere viarie denominate "Raccordo Via Brendole – Castellana, necessarie per l'eliminazione dei PL posti alle progressive km 1+337 della linea Venezia – Quarto d'Altino e km 1+445 della linea Mestre - Treviso ricadenti nel territorio del comune di Venezia.



**Figura 1.1 – Localizzazione barriere acustiche B1 e B2 e Vasca di raccolta  
Zona rotatoria Gazzera Bassa**

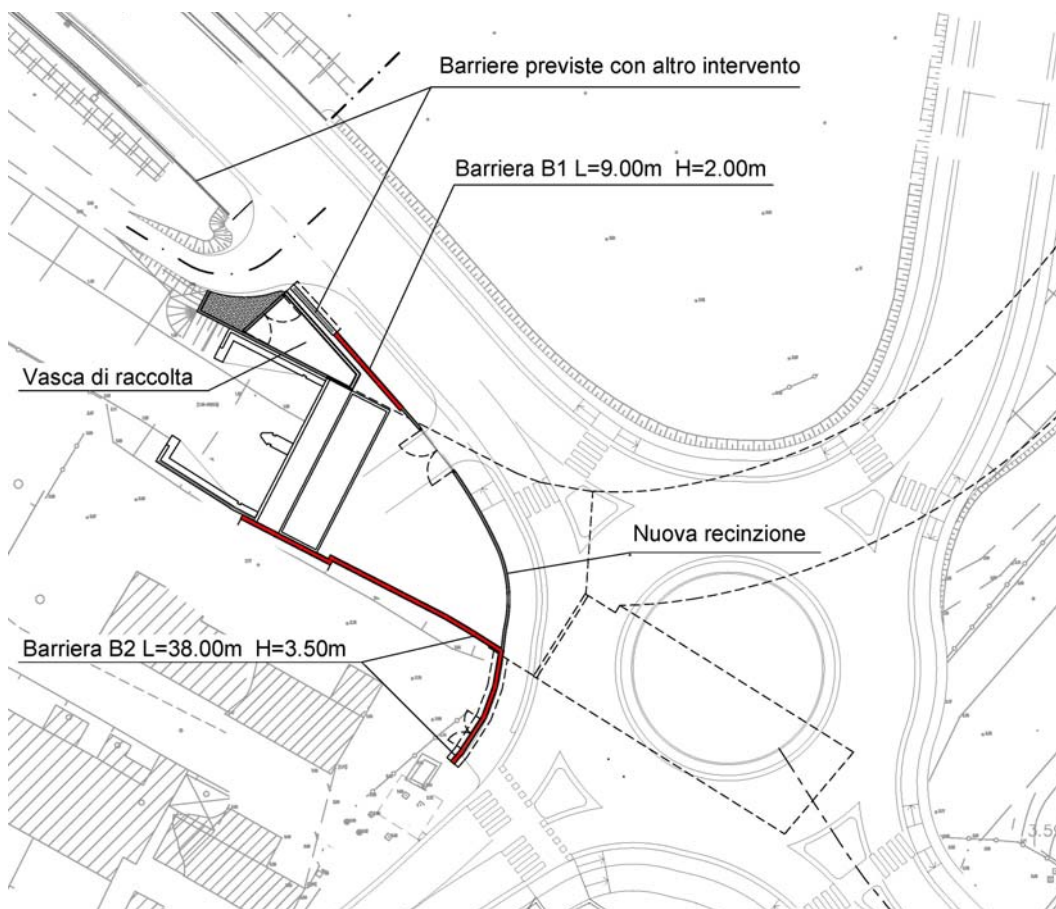
Per le barriere di protezione acustica sono state studiate tre diverse tipologie di seguito sinteticamente rappresentate:

- barriere con pannelli di altezza 2,0 m (tipologia B1);
- barriere con pannelli di altezza 3,5 m (tipologia B2).
- barriere con pannelli di altezza 2,5 m (tipologia B3).

Le tipologie B1 e B2 prevedono barriere installate su fondazioni dirette; la tipologia B3 presenta invece fondazioni profonde su pali.

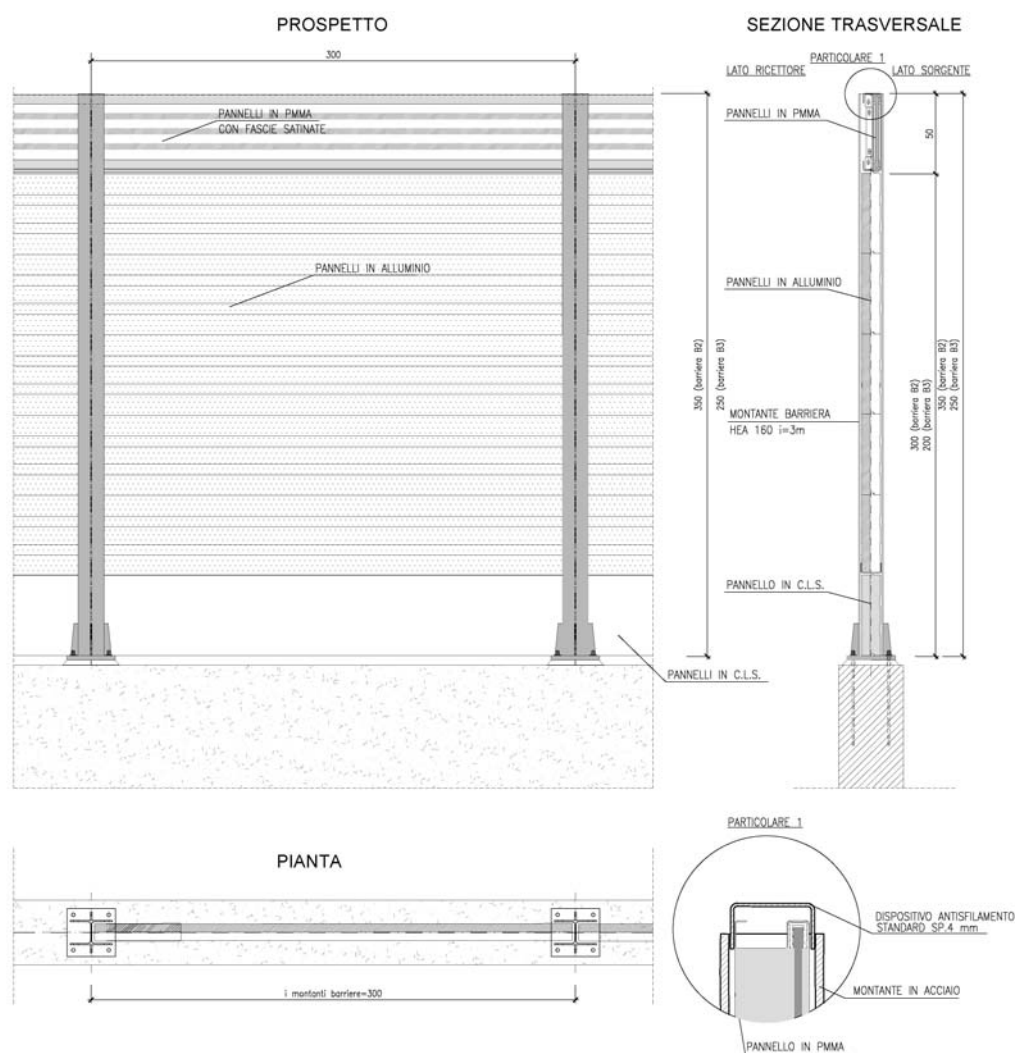
Alcuni tratti di barriera sono direttamente ancorate alle strutture di copertura, per la verifica di questi tratti si rimanda alle relazioni di calcolo delle coperture interessate.

La relazione tratta inoltre il dimensionamento della vasca di raccolta dello sgrigliatore collocato all'imbocco della copertura 1.

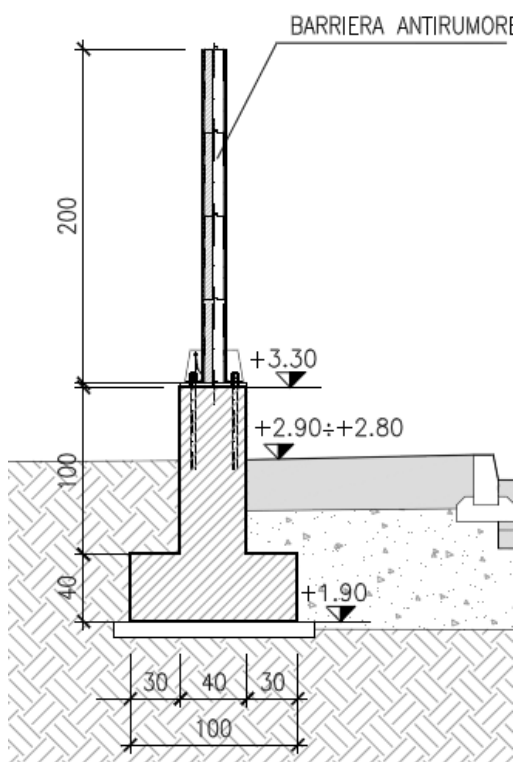


**Figura 1.2 – Localizzazione barriere acustiche B1 e B2 – Rotatoria Gazzera Bassa**

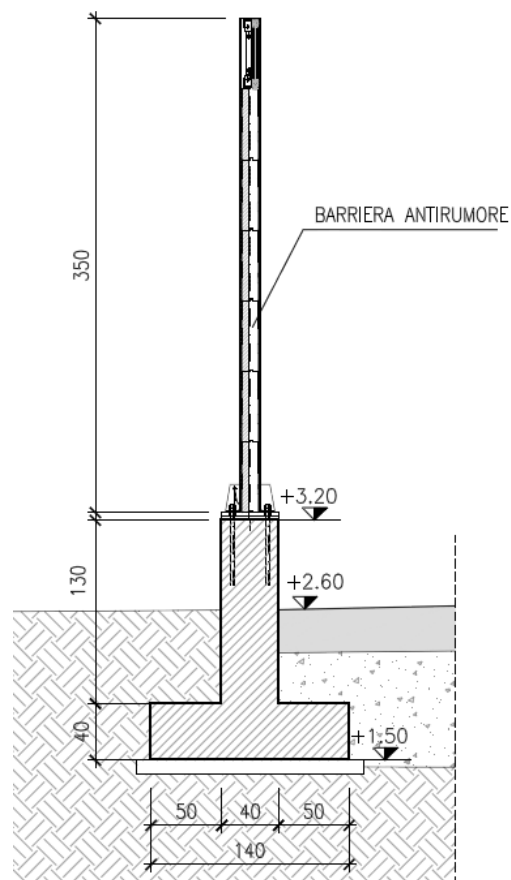
Le barriere acustiche da installare sono costituite da montanti in acciaio collegati alla fondazione mediante piastre di base ancorate a tirafondi annegati nel getto. I montanti, con interasse 3 m, sostengono moduli di pannelli fonoisolanti in alluminio da 115 mm di larghezza e 50 cm di altezza; il pannello inferiore, delle stesse dimensioni, è invece di calcestruzzo. Un telaio in acciaio completo di guarnizioni ne consente l'installazione tra i montanti. L'altezza massima prevista per le barriere antirumore è di 3,5 m, la minima 2,0 m.



**Figura 1.3 – Tipologia barriere acustiche**



**Figura 1.4 – Tipologia B1**  
**Sezione trasversale**



**Figura 1.5 – Tipologia B2**  
**Sezione trasversale**



Figura 1.6 –Localizzazione barriere acustiche B3 – Rilevato di accesso nord ponte Marzenego

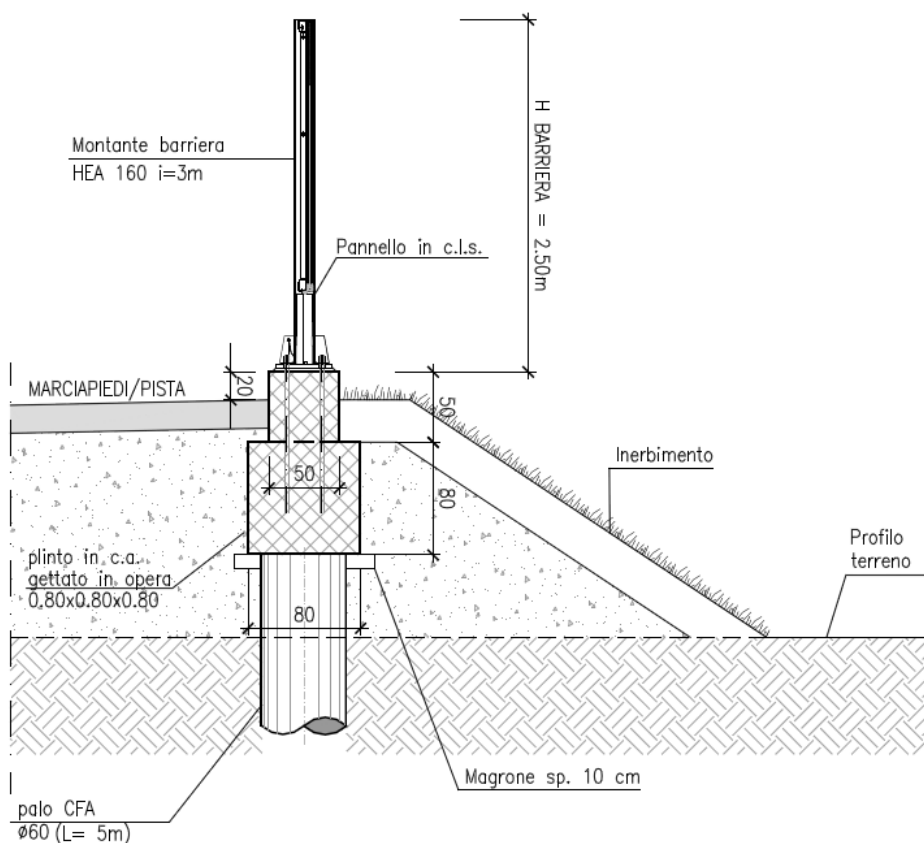


Figura 1.7 – Tipologia B3 - Sezione trasversale

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione di calcolo è stata redatta in conformità con le seguenti leggi e normative:

- L. n° 1086, 5/11/1971 e relative istruzioni emanate con Circ. n.11951 del 14/02/1974 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – 2 febbraio 2009
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- UNI EN 1992-1-1, 2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: *Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-2, 2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1 - *Regole generali e regole per gli edifici;*
- UNI EN 1993-1-3, 2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-3: *Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo;*
- UNI 11104, 2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità

La progettazione delle opere è stata redatta secondo il Decreto Ministeriale delle Infrastrutture del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e non secondo il nuovo D.M. delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" essendo l'affidamento alla progettazione antecedente a tale data come espressamente indicato all'Art.2 del D.M. 17/01/2018.



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si adottano conglomerati cementizi aventi le seguenti caratteristiche:

Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza: C12/15 ( $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$ )

Classe di esposizione: XC0

Strutture di fondazione

Classe di resistenza: C32/40 ( $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$ )

Classi di esposizione: XC4 – XF2

Copriferri netti:  $c = 5 \text{ cm}$

$E_{cm} = 22000 \times [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} = 33346 \text{ MPa}$  modulo di elasticità

$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 18,13 \text{ MPa}$  resistenza di calcolo a compressione

Acciaio per armatura da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata controllato in stabilimento del tipo B 450C , con le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- modulo di Young:  $E_s = 206.000,00 \text{ MPa}$
- resistenza di calcolo - SLU  $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$

Acciaio da carpenteria S355 UNI EN 10025-2

- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 510,00 \text{ MPa}$  (sp.  $\leq 40 \text{ mm}$ )
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355,00 \text{ MPa}$
- modulo di Young  $E_s = 206.000,00 \text{ MPa}$

Tirafondi - acciaio da carpenteria S355 (classe equivalente 5.6)

- tensione di snervamento  $f_{yd} = 338,00 \text{ MPa}$
- resistenza di progetto a trazione  $f_{dN} = 300,00 \text{ MPa}$
- resistenza di progetto a taglio  $f_{dV} = 212,00 \text{ MPa}$

Saldature a completa penetrazione I CLASSE (UNI 5132)

- in riferimento alla tabella 11.3.XI del N.T.U.2008 si prescrive:
- materiale base: S235J0 -  $f_d = 235,00 \text{ MPa}$
- livello MEDIO dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834-3:2006
- livello COMPLETO di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Con riferimento alla relazione geotecnica allegata al presente progetto, si considera la seguente stratigrafia per il terreno di fondazione:

Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	$\phi$ (°)	Cu (kPa)	Evc (kPa)	Eur (kPa)	Permeabilità (m/s)	OCR
1	RIPORTO COSTITUITO DA LIMO DEBOMENTE SABBIOSO E ARGILLOSO	0.00	1.00	1.00	0.50	9.00	18.00	19.00	GG	28	-	7500	12000	1.00E-07	4
2	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO E ALTERNANZE	1.00	5.50	4.50	3.25	9.00	18.00	19.00	GF	22	30	3600	10800	1.00E-08	1.5
3	SABBIA DA FINE A MEDIA LIMOSA	5.50	18.50	13.00	12.00	9.00	18.00	19.00	GG	36	-	30000	48000	5.00E-05	1
4	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO	18.50	25.00	6.50	21.75	9.00	18.00	19.00	GF	22	35	4000	12000	1.00E-08	1

**Figura 8 – Modello geotecnico per fondazioni B1 e B2**

La quota di testa della stratigrafia è 2.50 m s.l.m..

Il livello della falda è a quota +1.40 m s.l.m.

Per il terreno di riempimento si assumono i seguenti parametri:

$\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$  peso di volume;

$\phi'_k = 35^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c'_k = 0,0 \text{ kN/m}^2$  coesione efficace.

coefficiente di spinta orizzontale:  $k_a = 0,27$

Per il calcolo di capacità portante delle fondazioni dirette B1 e B2 si farà riferimento alle caratteristiche del secondo strato:

$\phi = 22^\circ$ ;  $C_u = 30 \text{ kPa}$



Numero	Descrizione banco	z <sub>iniz</sub> (m da p.c.)	z <sub>fin</sub> (m da p.c.)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume saturo $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi$ (°)	Coesione non drenata $c_u$ (kPa)	Modulo elastico confinato M (MPa)	Modulo elastico compressione vergine E <sub>vc</sub> (MPa)	Modulo elastico sarto-ricatto E <sub>ur</sub> (MPa)
1	limo sabbioso	0	2	2	1	19	9	GS	26	-	12	10	16
2	limo argilloso	2	4,5	2,5	3,25	19	9	GF	26	65	7	5	15
3	limo sabbioso	4,5	7	2,5	5,75	19	9	GS	26	-	12	10	16
4	Sabbia limosa	7	9	2	8	19	9	GS	30	-	28	23	37
5	Sabbia adensata	9	14,5	5,5	11,75	19	9	GS	35	-	55	45	72
6	Argilla limosa	14,5	16,5	2	15,5	19	9	GF	26	45	5,5	4	12
7	Sabbia limosa	16,5	18,5	2	17,5	19	9	GS	30	-	30	25	40
8	Argilla limosa	18,5	20	1,5	19,25	19	9	GF	26	60	7	5	15
9	Sabbia limosa	20	21	1	20,5	19	9	GS	32	-	40	33	52
10	limo argilloso	21	27	6	24	19	9	GF	25	55	7	5	15
11	Sabbia limosa	27	29	2	28	19	9	GS	35	-	45	37	60
12	limo argilloso	29	30	1	29,5	19	9	GF	26	65	7	6	18

Intervento 1.09 bis - Spalla Nord  
 Indagini SCPTU2/2017  
 52/2017  
 Falda -2 m da p.c.  
 Quota sommità 5 m s.l.m.

**Figura 9 – Modello geotecnico barriera B3**

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state condotte manualmente, con l'ausilio di algoritmi in ambiente Microsoft Office Excel <sup>TM</sup> e con programmi ad uso interno.

I riferimenti normativi per tali verifiche sono condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di cui al § 6.4.2.1 del D.M. 14-01-2008:

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

## 5 ANALISI GENERALE DEI CARICHI

### AZIONI PERMANENTI

Viene calcolato il peso dei profili secondo il peso specifico dell'acciaio:

$$p.s. = 7850 \text{ daN/m}^3$$

Il peso proprio delle strutture di fondazione in c.a. viene computato secondo il seguente peso specifico:

$$p.s. = 2500 \text{ daN/m}^3$$

Il peso permanente portato relativo ai pannelli viene assunto in riferimento al montante (posto in opera a passo 3 m) ed in riferimento alle geometrie di seguito illustrate.

I pannelli fonoassorbenti risultano costituiti principalmente da alluminio: per essi si adotta un peso di calcolo pari a  $20 \text{ kg/m}^2$ .

Spinta del terreno:

lo spessore di interrimento si prescrive sia parificato da ambo i lati; in tal modo non si considerano apprezzabili effetti di spinta orizzontale dovuti al terrapieno.

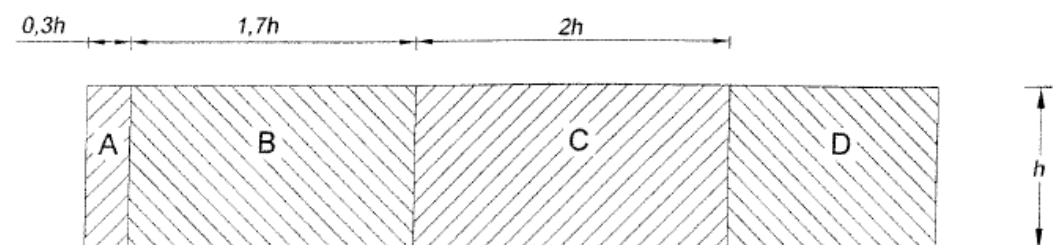
### AZIONI DA TEMPERATURA

Dato il carattere isostatico della struttura portante si ritiene non significativa questa componente per il dimensionamento e la verifica.

## AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene calcolata in accordo alle istruzioni CNR-DT 207/2008 assimilandola ad una pressione orizzontale agente ortogonalmente alla superficie del pannello (cfr. §G.5 - muri e parapetti delle istruzioni di cui sopra).

Le Istruzioni CNR prevedono un'azione del vento differente tra la zona centrale delle barriere e le zone di estremità: ciò determina la necessità di suddividere le diverse barriere in esame in aree di uguale “pressione complessiva”, secondo lo schema illustrato dalla figura sottostante.



### Suddivisione delle barriere in aree di uguale pressione complessiva

La sottostante tabella riporta i valori dei coefficienti di pressione complessiva  $c_{pn}$  per ciascuna fascia dell'elemento “barriera”, in assenza di chiusure laterali di estremità ed in assenza di “finestrature”.

$\varphi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	$<3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		$>10$	3,4	2,1	1,7	

### Coefficienti di pressione complessiva $c_{pn}$

Nelle ipotesi di cui sopra, con riferimento alla porzione centrale delle barriere (area “D”), la pressione complessiva agente normalmente alla superficie risulta:

$p_n(z) = q_p(z) \times c_{pn}$  dove:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$c_{pn}$  è il coefficiente di pressione complessiva che agisce sulla superficie;

$z$  è l'altezza di riferimento, associata alla definizione di  $c_{pn}$

In particolare:

$q_p(z) = 1/2 \times \rho \times v_r^2 \times c_e$  : pressione cinetica di picco;

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$  : densità media dell'aria

- $v_r = v_b \times c_r$  : velocità di riferimento di progetto
- $c_r = 1$  : coefficiente di ritorno
- $v_b = v_{bo} \times c_a$  : velocità base di riferimento ( $T_R = 50$  anni)
- $v_{bo} = 25 \text{ m/s}$  : velocità base di riferimento al livello del mare (cfr. Tabella 3.I e fig. 3.1 dell'istruzione CNR-DT 207/2008)
- $c_a = 1$  : coefficiente di altitudine (cfr. Tab. 3.I sopra citata)
- $c_e = k_r^2 \times c_t(z_{\min}) \times \ln(z_{\min}/z_0) \times [7 + c_t(z_{\min}) \times \ln(z_{\min}/z_0)]$  : coefficiente di esposizione  $c_e$

L'altezza  $z$  della barriera dal suolo è assunta pari a 3,5 m, in base alla Tabella 3.III e la Figura 3.1 dell'Istruzione CNR sopra citata, i manufatti ricadono in classe di rugosità C ed in categoria di esposizione III. Dalla Tabella 3.II risulta quindi:

- $k_r = 0,20$
- $z_0 = 0,10 \text{ m}$
- $z_{\min} = 5,0 \text{ m}$
- $z = 3,5 \text{ m} \leq z_{\min}$

assumendo il coefficiente di topografia  $c_t$  pari a 1.00 il coefficiente di esposizione  $c_e$  risulta:  $c_e(z) = 1.7$

La pressione cinetica di picco vale pertanto:



$$q_p = 1/2 \times \rho \times v_r^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z) = 0,39 \times 1,7 = 0,66 \text{ kN/m}^2.$$

Nelle ipotesi sopra indicate, la pressione complessiva agente normalmente alla superficie della barriera (nella sua porzione centrale) risulta pari a:

$$p_n(z) = q_p(z) \times c_{pn} = 0,66 \times 1,2 = 0,79 \text{ kN/m}^2 \approx 80 \text{ daN/m}^2$$

L'analisi dell'effetto del vento in corrispondenza dell'estremità di bordo delle barriere fonoassorbenti costituisce un effetto localizzato che si considera risolvibile prevedendo un montante di chiusura; per le verifiche fondazionali, si ritiene che tale azione si distribuisca in lunghezza considerando la stessa molto rigida in direzione assiale.

## AZIONE SISMICA

### Coefficienti sismici

Gli spettri di risposta di progetto da utilizzare nelle analisi strutturali sono stati definiti secondo i dettami del punto 3.2 del D.M. 14.01.2008 sulla base dei dati riportati di seguito.

Con riferimento alla relazione geotecnica e sismica, in cui vengono definiti i parametri di classificazione, in questa sede si calcolano i valori di calcolo e i diagrammi spettrali per la definizione delle azioni da applicare nel calcolo, secondo i procedimenti indicati dalla normativa.



Zonizzazione sismica

Vita nominale: 75 anni

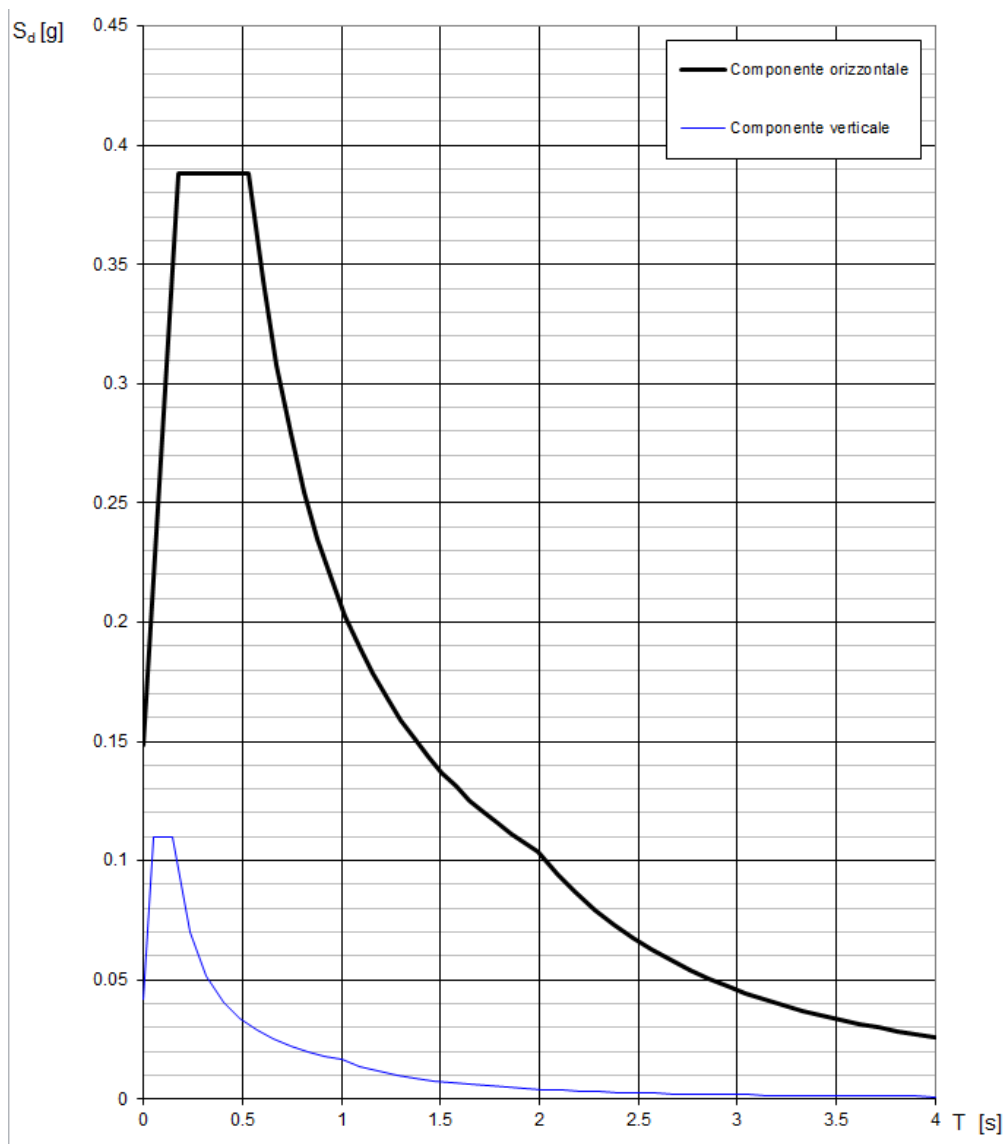
Classe d'uso: 2

Periodo di riferimento: 75 anni

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: 1

Si riportano gli spettri relativi allo SLV:



Di seguito viene condotta una comparazione fra il sisma e il vento in quanto, essendo azioni non concomitanti, verrà assunta la più gravosa quale azione di esercizio ai fini del dimensionamento.

Considerando una barriera di altezza pari a 3,5 m, con riferimento ad un singolo modulo compreso tra due montanti posti a passo 3 m risulta:

- per il vento:

l'azione di calcolo SLU, uniformemente distribuita sul modulo fonoassorbente risulta:  $1,5 \times 80 \times 3,0 = 360 \text{ daN/m}_{\text{altezza}}$

Il momento generato alla base del montante risulta:  $0,5 \times 360 \times 3,5^2 = \underline{2205} \text{ daNm}$

- per il sisma:

Sulla base dei dati precedentemente illustrati il peso di un modulo di pannellatura (area  $3,0 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$ ).

Peso PMMA	20 kg/mq	=	0.2 kN/mq	H 0.5 m	Peso 0.1
Peso alluminio	20 kg/mq	=	0.2 kN/mq	2.5 m	0.5
Peso cls	250 kg/mq	=	2.5 kN/mq	0.5 m	1.25
			H tot	3.5 m	1.85 kN/m
Peso HEA 160	0.304 kN/m		H 3.5 m		
Peso barriera ogni	3 m	=	6.614 kN		

per cui la complessiva massa sismica  $M_s$  (pannello + montante), da applicarsi in sommità), risulta pari a  $3.3 \text{ kN} = 330 \text{ kg}$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_s \times h^3}{3EJ}} = 0.23 \text{ sec}$$

Il periodo proprio  $T_1$  della struttura risulta:

dove:

$$h = 350 \text{ cm}$$

$$J = 1673 \text{ cm}^4$$

$$E = 21000000 \text{ N/cm}^2$$



Sulla base del diagramma degli spettri di risposta precedentemente riportati a tale valore del periodo proprio corrisponde un'accelerazione spettrale orizzontale  $S_e$  [g] pari a 0,388.

L'azione sismica agente alla sommità della barriera risulta pertanto pari a:  $330 \times 0,388 \approx 128$  daN ed il corrispondente momento generato alla base del montante risulta:  $128 \times 3,5 = 448$  daNm  $< 2205$  daNm.

Nel seguito della presente analisi, l'effetto dell'azione del vento sarà assunto come dimensionante rispetto all'azione sismica.

## 6 COMBINAZIONI DI CARICO

Dato il tipo di struttura, il dimensionamento e le verifiche vengono riferite alle combinazioni SLU per quanto riguarda la resistenza, mentre per le verifiche a deformazione si applicano le combinazioni caratteristiche agli SLE.

Le verifiche di resistenza allo **Stato Limite Ultimo (SLU)** sono riferite alla **combinazione fondamentale**:

$$F_d = \Sigma \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{1k} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ik}$$

dove:  $G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_{1k}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_i$  coefficienti parziali per le azioni;

$\psi_{0i}$  coefficienti di combinazione per le verifiche allo stato limite ultimo.

Nel caso in esame si ha:

$$F_d = 1,3 \times (G_1 + G_2) + 1,5 \times Q_1$$

$G_1$  è il peso dei montanti;

$G_2$  è il peso dei pannelli;

$Q_1$  è l'azione del vento.

- Per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) si prende in considerazione la combinazione caratteristica :

$$F_d = \Sigma G_k + Q_{1k} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ik} = 1,0 \times (G_1 + G_2) + 1,0 \times Q_1$$

Per l'analisi delle fondazioni della struttura si effettuano le verifiche strutturali secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di cui al § 6.4.2.1 del D.M. 14-01-2008.

## 7 VERIFICA DEI MONTANTI HEA 160

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi che caratterizzano il montante, assunto dello stesso profilo (HEA 160) per le varie altezze, in quanto la variabilità è piuttosto contenuta (da 2,0 a 3,5 m).

### 7.1 ANALISI DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Considerando un singolo modulo fonoassorbente compreso tra due montanti posti a passo 3 m, prevedendo l'impiego di profilati metallici HEA160/3,0 m quali montanti e considerando una barriera di altezza massima pari a 3,5 m, il peso complessivo di una pannellatura afferente ad un montante, sarà 661 daN/montante

Azioni di calcolo:

Peso proprio:  $G_1 + G_2 = 661 \text{ daN}$

Azione unitaria del vento:  $Q_1 = 80 \times 3,00 = 240 \text{ daN/m}$

Verificando la freccia massima in SLE caratteristica risulta:

$$f = \frac{Qh^4}{8EJ} = 2,40 \times 350^4 / (8 \times 2000000 \times 1595) = 1,4 \text{ cm} < 350 / 150 = 2,3 \text{ cm}$$

dove si è considerata un'ampiezza massima di deformazione pari a  $L / 150$ .

La verifica SLE risulta pertanto soddisfatta.

Per gli SLU si ha la seguente combinazione (riferita alla base del montante):

$$N_{Ed} = 1,3 \times 661 = 859,3 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \times 240 \times 3,5 = 1260 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1,5 \times 240 \times 3,5^2 / 2 = 2205 \text{ daNm}$$

Se la sezione risulta di classe superiore a 4 è possibile eseguire la verifica con metodo elastico (E):

### Caratteristiche geometriche sezione HEA 160

Unità di misura:

**cm**

(asse x orizzontale)

$\varepsilon = 0,81$

Piattabanda superiore	Larghezza	Spessore
Piatto superiore	16	0,9
Piatto intermedio	0	0
Piatto inferiore	0	0
Anima	Altezza	Spessore
	13,4	0,6
Piattabanda inferiore	Larghezza	Spessore
Piatto superiore	16	0,9
Piatto intermedio	0	0
Piatto inferiore	0	0

Ala superiore	Classe 3
Anima	Classe 1
Ala inferiore	Classe 3

$H_{tot}$	15,20
$A_{s\ tot}$	36,8
$Y_{g,b,da\ inf}$	7,60
$J_{g\ y}$	1595
$i_y$	6,58
$J_{g\ z\ piano\ debole}$	615
$i_z$	4,08
$J_{tors,aperta}$	8,74
$y_1$	6,32
$y_2$	6,32
$W_{el,y}$	210
$W_{el,z}$	77
$W_{pl,y}$	233
$W_{pl,z}$	116

complessivamente la sezione si può definire di Classe 3, quindi è ammissibile la verifica con metodo elastico.

Verifica di resistenza a taglio:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 36,8 - 2 \cdot 16,0 \cdot 0,9 + (0,6 + 2 \cdot 0,9) \cdot 0,5 = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 9,2 \times 3550 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 17958 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,07 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

Inoltre non si ha influenza del taglio nella flessione.



Verifica di resistenza del montante:

Caratteristiche di resistenza:

Tensione di snervamento:  $f_{yk} = 3550 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza:  $c_{M1} = 1.05$

Sezione: Profilo HEA 160

Area della sezione:  $A = 38.8 \text{ cm}^2$

Raggio d'inerzia minimo sezione:  $r_o = 3.98 \text{ cm}$

Modulo di resistenza sezione:  $W = 220 \text{ cm}^3$

Lunghezza dell'asta:  $L = 350.0 \text{ cm}$

Lunghezza libera di inflessione:  $L_o = \beta \cdot L = 2.0 \cdot L = 700 \text{ cm}$

Snellezza dell'asta:  $\lambda = L_o/r_o = 175.9$

Snellezza limite:  $\lambda_{dac} = \pi \cdot \sqrt{(E/f_{yk})} = 76.4$

Limite di snellezza: 250

Caratteristiche di carico:

Azione di compressione:  $N_d = 859.3 \text{ daN}$

Momento estremo superiore:  $M_s = 0 \text{ daNm}$

Momento estremo inferiore:  $M_i = 2205 \text{ daNm}$

Risultati:

Carico critico elastico = 25997 daN

Snellezza adimensionale = 2.30

Verifica di resistenza tensionale a pressoflessione (classe  $\leq 3$ ):

$(N/A + M/W)_{\max} = 32.17 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{yk}/c_{M1}$  (sezione di base)

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 7.2 TIRAFONDI E PIASTRA DI BASE

Si verifica una piastra quadrata  $30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$  tassellata con  $2 + 2$  tirafondi M 20 (area efficace pari a  $245\text{ mm}^2$  per ciascun elemento, equivalente a  $\phi 16$ ):

Sistema di riferimento:

assi cartesiani ortogonali:

x orizzontale (+ dx) ; y verticale (+ alto)

$N > 0$ : compressione ; G: baricentro della sezione

$M_x > 0$ : compressione ove  $y > 0$  -  $M_y > 0$ : compressione ove  $x > 0$

$T_y > 0$ : verso il basso -  $T_x > 0$ : verso destra

$M_t > 0$ : in senso orario

Azioni esterne:

Taglio  $T_y$ : 1260 daN

Momento  $M_x$ : 2205 daNm

Geometria della piastra: x,y: (cm)

vertice 1: x= 0.0 y= 0.0

vertice 2: x= 0.0 y= 30.0

vertice 3: x= 30.0 y= 30.0

vertice 4: x= 30.0 y= 0.0

area della piastra:  $A_p = 900.00\text{ cm}^2$

ascissa baricentro:  $X_g = 15.0\text{ cm}$

ordinata baricentro:  $Y_g = 15.0\text{ cm}$

l'area della piastra si considera non resistente a trazione

Geometria del collegamento: - x,y,r: (cm),  $\phi$ : (mm) - classe: 5.6

elemento 1: x= 4.0 y= 4.0 r= 15.6  $\phi= 16$

elemento 2: x= 26.0 y= 4.0 r= 15.6  $\phi= 16$

elemento 3: x= 4.0 y= 26.0 r= 15.6  $\phi= 16$

elemento 4: x= 26.0 y= 26.0 r= 15.6  $\phi= 16$



area complessiva dei tirafondi:  $A_b = 8.04 \text{ cm}^2$

area dei tirafondi tesi:  $A'b = 4.02 \text{ cm}^2$

numero di superfici di taglio: 1

coefficiente di omogeneizzazione  $n = E_s/E_x$ : 6.0

Resistenze di progetto per i tirafondi ( $\text{daN/cm}^2$ ):

$f_{d,N} = 3000$  ;  $f_{d,V} = 2120$

Risultati: (tensioni positive se di trazione)

coordinate punti della piastra aventi tensione nulla:

$x(1) = 0.0 \text{ cm}$  ;  $y(1) = 24.3 \text{ cm}$

$x(2) = 30.0 \text{ cm}$  ;  $y(2) = 24.3 \text{ cm}$

Tensioni di compressione ai vertici della piastra ( $\text{daN/cm}^2$ ):

vertice 2: -106.8

vertice 3: -106.8

Tensioni nei tirafondi ( $\text{daN/cm}^2$ ):

le tensioni  $\sigma$  sono calcolate in funzione della posizione dell'asse neutro; a riguardo non è considerata la presenza di tirafondi nella zona compressa

tensioni tangenziali:  $\tau = \sqrt{\tau_o^2 + \tau_v^2}$

con  $\tau_o = T_x/A_b + (r \cdot M_t/J_c) \cdot \cos(\alpha)$  ;  $\tau_v = T_y/A_b + (r \cdot M_t/J_c) \cdot \sin(\alpha)$

$r$  ;  $\alpha$ : coordinate polari rispetto al baricentro del collegamento  
(in questo caso si ha:  $M_t = 0$ )

elemento 1:  $\sigma = 2276$  ;  $\tau = 157$

$r = 15.56 \text{ cm}$  ;  $\alpha = 45.00^\circ$

$\sqrt{[(\sigma/f_{d,N})^2 + (\tau/f_{d,V})^2]} = 0.76 < 1$  VERIFICA SODDISFATTA

elemento 2:  $\sigma = 2276$  ;  $\tau = 157$

$r = 15.56 \text{ cm}$  ;  $\alpha = -45.00^\circ$

$\sqrt{[(\sigma/f_{d,N})^2 + (\tau/f_{d,V})^2]} = 0.76 < 1$  VERIFICA SODDISFATTA

elemento 3:  $\sigma = 0$  ;  $\tau = 157$

$r = 15.56 \text{ cm}$  ;  $\alpha = -45.00^\circ$

$\sqrt{[(\sigma/f_{d,N})^2 + (\tau/f_{d,V})^2]} = 0.07 < 1$  VERIFICA SODDISFATTA

elemento 4:  $\sigma = 0$  ;  $\tau = 157$

$$r = 15.56 \text{ cm} ; \alpha = 45.00^\circ$$

$$\sqrt{[(\sigma/f_{d,N})^2 + (\tau/f_{d,V})^2]} = 0.07 < 1 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

l'elemento complessivamente più sollecitato è l'elemento 1

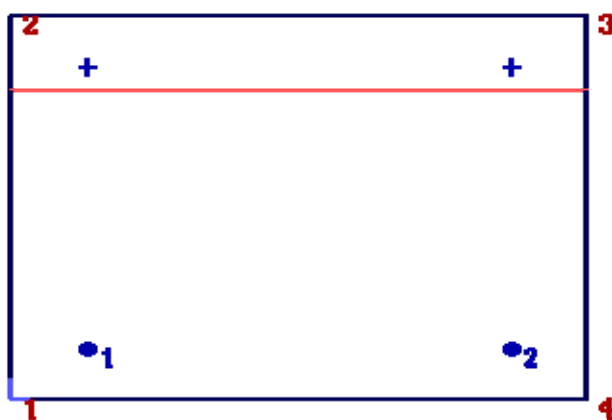
**Piastra montante HEA 160**

tirafondi:  $\sigma_{\max} = 2276$  ;  $f_{d,N} = 3600$  ;  $\tau_{\max} = 157$  ;  $f_{d,V} = 2120 \text{ daN/cm}^2$

$$\sqrt{[(\sigma/f_{d,N})^2 + (\tau/f_{d,V})^2]} = 0.76 < 1 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

valore massimo in elemento 1

sc max in vertice 3:  $-106.8 \text{ daN/cm}^2$



La tensione massima di compressione nel calcestruzzo risulta  $< f_{cd}$

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi:

$$N_{td} = 2276 \times 1,58 \approx 3600 \text{ daN}$$

$$N_{Rd} = \pi \times \varphi \times L \times f_{bd} ; \text{condizione: } N_{td} / N_{Rd} < 1$$

con:  $f_{bd} = 27 \text{ daN/cm}^2$  ;  $\varphi = 16 \text{ mm}$  (diametro equivalente)

$$L_{\min} = 27 \text{ cm}$$

si prescrive una lunghezza  $L = 50 \text{ cm}$

Verifica di resistenza della piastra di base:

$$M_c = 3600 \times 2 \times [(30,0 - 15,2) / 2 - 4] = 24480 \text{ daNcm}$$

$$s_{\min} = \sqrt{[6 \times M_c / (30,0 \times f_{yd})]} = 1,2 \text{ cm}$$

Si prescrive uno spessore di  $20 \text{ mm}$ .

## 8 STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLE BARRIERE B1 E B2

La fondazione delle barriere è costituita da un cordolo a T rovescio in c.a. caratterizzato da una suola inferiore di sezione trasversale da dimensionarsi in funzione della tipologia di barriera e da un collo spiccante di sezione larga 40 cm.

Le fondazioni risultano interrato per circa 90/110 cm in media; data la presenza di interrimento da ambo i lati, esse vengono trattate come fondazioni superficiali e non come muri di sostegno.

Per il dimensionamento di ogni tipologia di fondazione, sono state condotte le seguenti verifiche:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa.

Le analisi sono state condotte in osservanza alle prescrizioni di cui al D.M. 14/01/2008 indicazioni fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (§ 6.4.2); con riferimento alle verifiche di sicurezza relative allo stato limite ultimo (SLU), deve essere rispettata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e  $Rd$  il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza  $Rd$  può essere determinata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziale  $\gamma_M$  specificati nella tabella 6.2.II al §6.2.3.1.2 (casi M1 e M2), e considerando il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , che viene applicato alla resistenza del sistema (vedi tabella 6.4.I di cui al §6.4.2.1).

Le azioni e i relativi coefficienti parziali  $\gamma_F$  sono invece specificati nella tabella 6.2.I al §6.2.3.1.1 (casi A1 e A2).

Nella verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano di posa, dovrà essere seguito almeno uno dei due seguenti approcci:

Approccio 1:

combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Approccio 2:

combinazione (A1 + M1 + R3)

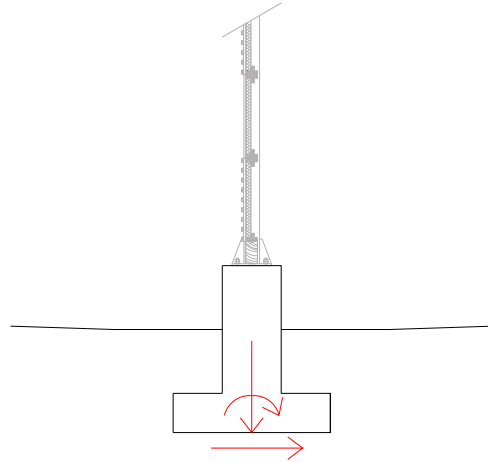
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In questa sede viene adottato il riferimento (A1 + M1 + R3).

Con riferimento alla valutazione delle azioni esterne, considerando i coefficienti parziali del gruppo (A1), le azioni che agiscono alla base della struttura, compreso il peso proprio della stessa ed i momenti di trasporto, sono così combinate:

Combinazione SLU STR:  $1.3 \times \text{azioni permanenti} + 1.5 \times \text{vento}$

La superficie di riferimento per le verifiche è quella a contatto con il terreno:



### **Componenti della sollecitazione da applicare nel modulo di verifica**

Lo sviluppo della fondazione considerato efficace per le azioni riferite ad un montante è dato dall'interasse dei montanti (pari a 3 m). Il calcolo della pressione limite di progetto della fondazione sarà svolto in termini di tensioni efficaci (valori caratteristici:  $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$  ;  $\varphi'_k = 22^\circ$  ;  $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$ ) e di tensioni totali ( $C_u = 30 \text{ kPa}$ ).

## 8.1 FONDAZIONE BARRIERA TIPO “B1” (H = 2,0 M)

Azioni unitarie di calcolo:

Base	1	x	0.4 m
------	---	---	-------

Altezza	1	x	0.4 m
---------	---	---	-------

Terreno portato	0.5	x	0.3	x	2
-----------------	-----	---	-----	---	---

N cls +barriera 21.75 kN/m

N cls+barriera + terreno portato 27.45 kN/m

Pressione del vento 0.8 kPa

Altezza esposta 2.5 m

T 2 kN/m

Posizione rispetto la base 2.15 m

M 4.30 kNm/m

SLU combinazioni	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)
1	27.45	6.45	3
2	35.69	6.45	3

Si riporta la verifica di capacità portante della fondazione avente lunghezza 9.4 m sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.



**Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.**

**DATI (\*) :** A1+M1+R3 (\*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

(**) $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (gradi)	$\phi'$ (rad)	$c'$ (kPa)	$h$ (m)		
17.9	22	0.384	0	0.90		
$B$ (m)	$L$ (m)	$e_B$ (m)	$e_L$ (m)	$B'$ (m)	$L'$ (m)	
1	9.4	0.23	0	0.5301	9.4	
$H_B$ (kN)	$H_L$ (kN)	$N$ (kN)				
28.20	0.00	258.0551				
$N_\gamma$ (-)	$N_q$ (-)	$N_c$ (-)				
4.13 (***)	7.82 (****)	16.88 (*****)				
$\alpha_B$ (gradi)	$\alpha_L$ (gradi)	$\omega_B$ (gradi)	$\omega_L$ (gradi)	falda	da p.c.	zw
0	incl. fond. 0.0	0	incl. p.c. 0.0			1.4
$\alpha_B$ (rad)	$\alpha_L$ (rad)	$\omega_B$ (rad)	$\omega_L$ (rad)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )		19.0
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )		9.0
				$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )		19.0
				Bowles	H	0.740489
				$\gamma^{(*)}$ (kN/m <sup>3</sup> )		17.94524

**ELABORAZIONE :**

$(i_\gamma)_B = 0.672$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 0.755$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 0.719$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.985$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.016$	$(s_q)_L = 7.643$
$(s_c)_B = 1.018$	$(s_c)_L = 8.617$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.328$	$(d_q)_L = 1.030$
$(d_c)_B = 1.376$	$(d_c)_L = 1.035$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

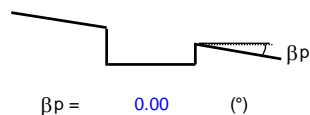
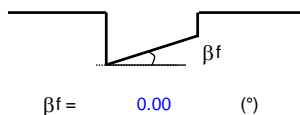
$q_{lim} =$	149.28	kPa
$\gamma_R =$	2.3	

$\sigma_{media} =$	51.79	kPa	(fond.fittizia)
$\sigma_{media} =$	27.45	kPa	(fond.reale)

$Rd/Ed =$	1.66	netto
-----------	------	-------

(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 1.00 (m)  
L = 9.40 (m)  
D = 0.90 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	258.06	0.00	258.06
Mb [kNm]	60.63	0.00	60.63
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	28.20	0.00	28.20
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	28.20	0.00	28.20

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 30.00$  (kN/mq)

$e_B = 0.23$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 0.53$  (m)  
 $L^* = 9.40$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 17.10$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

**s\_c : fattori di forma**

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.01$

**i\_c : fattore di inclinazione del carico**

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.95$

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.05$

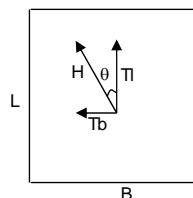
$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00$  (°)

$m = 1.95$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$

$i_c = 0.93$



**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.42$$

**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = 222.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 51.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Coefficiente di sicurezza***

$$F_s = q_{lim} / q = 4.29 \quad 1.86$$

Le verifiche risultano soddisfatte sia in condizioni drenate che non drenate.

Verifica a scorrimento (A1+M1+R3):

$$T_d = 3 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{reagente}} = 27.45 * \tan(22^\circ) * 0.53 = 5.88 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{reagente}} / T_d = 1.95 > 1.1 \text{ Verifica soddisfatta}$$

Verifica a ribaltamento

$$M_{\text{ribaltante}} = 6.45 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{stabilizzante}} = 27.45 * 1/2 * 0.9 = 12.35 \text{ kNm/m}$$

Verifica soddisfatta

## 8.2 ARMATURE DELLA BARRIERA TIPO “B1”

Per il calcolo delle armature si schematizza la struttura con mensole mutuamente incastrate, soggette all'azione del vento.

Essendo le azioni riferite ad un montante, la larghezza della sezione resistente si considera, a favore di sicurezza, per un tronco di influenza pari a  $0.3 \text{ (larghezza pista)} + 1 = 1.3 \text{ m}$ .

Passo montanti	3 m
Pressione del vento	0.8 kPa
Altezza esposta	2.5 m
Posizione forza H rispetto all'atta	1.75 m
Larghezza di diffusione	1.3 m
M SLU	15.75 kNm
N SLU	23.74 kN
M SLE	10.5 kNm
N SLE	18.26 kN

Si dispone la seguente armatura ( $5\phi 14/\text{m}$ ) armatura minima da normativa:

M (kNm)	BxH (cm)	As	$\delta$ [cm]	A's	$\delta'$ [cm]	$M_{resistente}/M_{agente}$
15.75	130 x 40	6 $\phi 14$	5.7	6 $\phi 14$	5.7	8.5

Verifica a fessurazione

M (kNm)	BxH (cm)	As	$\delta$ [cm]	A's	$\delta'$ [cm]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
10.5	130 x 40	6 $\phi 14$	5.7	6 $\phi 14$	5.7	35.91	0.65	0.037	0.2

In fondazione si dispone la stessa armatura.

### 8.3 FONDAZIONE BARRIERA TIPO “B2” (H = 3,5 M)

Azioni unitarie di calcolo:

Base	1.4	x	0.4 m
------	-----	---	-------

Altezza	1.3	x	0.4 m
---------	-----	---	-------

Terreno portato	0.7	x	0.5	x	2
-----------------	-----	---	-----	---	---

N cls +barriera 29.20 kN/m

N cl+barriera + terreno portato 42.50 kN/m

Pressione del vento 0.8 kPa

Altezza esposta 4.1 m

T 3.28 kN/m

Posizione rispetto la base 3.15 m

M 10.33 kNm/m

SLU combinazioni	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)
1	42.50	15.498	4.92
2	55.26	15.498	4.92

Si riporta la verifica di capacità portante della fondazione avente lunghezza 12 m sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate

**Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.**

**DATI** <sup>(\*)</sup> : **A1+M1+R3** <sup>(\*)</sup> (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

<b>(**) <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\phi'</math> (gradi)</b>	<b><math>\phi'</math> (rad)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>h</math> (m)</b>	
10.8	22	0.384	0	1.10	
<b><math>B</math> (m)</b>	<b><math>L</math> (m)</b>	<b><math>e_B</math> (m)</b>	<b><math>e_L</math> (m)</b>	<b><math>B'</math> (m)</b>	<b><math>L'</math> (m)</b>
1.4	12	0.36	0	0.670762	12
<b><math>H_B</math> (kN)</b>	<b><math>H_L</math> (kN)</b>	<b><math>N</math> (kN)</b>			
59.04	0.00	510.056			
<b><math>N_\gamma</math> (-)</b>	<b><math>N_q</math> (-)</b>	<b><math>N_c</math> (-)</b>			
4.13 <sup>(***)</sup>	7.82 <sup>(****)</sup>	16.88 <sup>(*****)</sup>			
<b><math>\alpha_B</math> (gradi)</b>	<b><math>\alpha_L</math> (gradi)</b>	<b><math>\omega_B</math> (gradi)</b>	<b><math>\omega_L</math> (gradi)</b>	<b>falda</b>	
0	incl. fond. 0.0	0	incl. p.c. 0.0	da p.c.	zw <sup>(**)</sup>
<b><math>\alpha_B</math> (rad)</b>	<b><math>\alpha_L</math> (rad)</b>	<b><math>\omega_B</math> (rad)</b>	<b><math>\omega_L</math> (rad)</b>	<b><math>\gamma_{sat}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	1.2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b><math>\gamma'</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	19.0
				<b><math>\gamma_{nat}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	9.0
				Bowles	19.0
				H	1.036684
				<b><math>\gamma^{(**)}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	10.83618

**ELABORAZIONE :**

$(i_\gamma)_B = 0.655$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 0.742$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 0.704$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.985$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.016$	$(s_q)_L = 7.702$
$(s_c)_B = 1.018$	$(s_c)_L = 8.684$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.323$	$(d_q)_L = 1.029$
$(d_c)_B = 1.371$	$(d_c)_L = 1.033$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

**$q_{lim} = 172.76$  kPa**

**$\gamma_R = 2.3$**

$\sigma_{media} = 63.37$  kPa (fond.fittizia)

$\sigma_{media} = 30.36$  kPa (fond.reale)

**$Rd/Ed = 1.55$  netto**

(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 1.40 (m)  
L = 12.00 (m)  
D = 1.10 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

		valori di input		Valori di calcolo
		permanenti	temporanee	
N	[kN]	510.00	0.00	510.00
Mb	[kNm]	185.98	0.00	185.98
MI	[kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb	[kN]	59.04	0.00	59.04
TI	[kN]	0.00	0.00	0.00
H	[kN]	59.04	0.00	59.04

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 30.00$  (kN/mq)

$e_B = 0.36$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 0.67$  (m)

$L^* = 12.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

q = 20.90 (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

**$s_c$  : fattori di forma**

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.01$

**$i_c$  : fattore di inclinazione del carico**

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.95$

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.05$

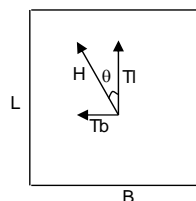
$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00$  (°)

m = 1.95

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$

$i_c = 0.91$



**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.41$$

**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = 220.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 63.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Coefficiente di sicurezza***

$$F_s = q_{lim} / q = 3.48 \quad 1.51$$

Le verifiche risultano soddisfatte sia in condizioni drenate che non drenate.

Verifica a scorrimento (A1+M1+R3):

$$T_d = 4.92 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{reagente}} = 42.50 * \tan (22^\circ) * 0.89 = 15.28 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{reagente}} / T_d = 3.1 > 1.1 \text{ Verifica soddisfatta}$$

Verifica a ribaltamento

$$M_{\text{ribaltante}} = 15.498 \text{ kNm/m}$$



$$M \text{ stabilizzante} = 42.50 * 1.4/2 * 0.9 = 30.6 \text{ kNm/m}$$

Verifica soddisfatta

#### 8.4 ARMATURE DELLA BARRIERA TIPO "B2"

Per il calcolo delle armature si schematizza la struttura con mensole mutuamente incastrate, soggette all'azione del vento.

Essendo le azioni riferite ad un montante, la larghezza della sezione resistente si considera, a favore di sicurezza, per un tronco di influenza pari a  $0.3(\text{larghezza pista}) + 1.3 = 1.6 \text{ m}$ .

Passo montanti	3 m
Pressione del vento	0.8 kPa
Altezza esposta	4.1 m
Posizione forza H rispetto all'attacco	2.75 m
Larghezza di diffusione	1.6 m
M SLU	40.59 kNm
N SLU	35.64 kN
M SLE	27.06 kNm
N SLE	27.41 kN

Si dispone la seguente armatura ( $5\phi 14/\text{m}$ ) armatura minima da normativa:

M (kNm)	BxH (cm)	As	$\delta$ [cm]	A's	$\delta'$ [cm]	$M_{\text{resistente}}/$ $M_{\text{agente}}$
40.59	160 x 40	$8 \phi 14$	5.7	$8 \phi 14$	5.7	4.3

Verifica a fessurazione

M (kNm)	BxH (cm)	As	$\delta$ [cm]	A's	$\delta'$ [cm]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
27.06	160 x 40	$8\phi 14$	5.7	$8 \phi 14$	5.7	69.64	1.32	0.067	0.2

In fondazione si dispone la stessa armatura.

## 9 ARMATURE VASCA DI RACCOLTA

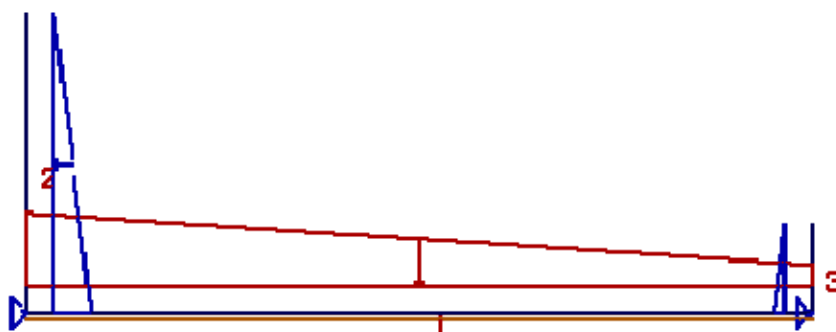
La struttura viene studiata tramite un telaio bidimensionale di larghezza unitaria, avente le maggiori dimensioni trasversali, poggiante su soletta di fondazione su suolo elastico.

Condizione di carico:

l'intelaiatura si considera soggetta al peso proprio ed alla condizione di massimo riempimento interno; tale riempimento si assimila a terreno avente un peso specifico pari a 19,0 kN/mc e la cui spinta sia rappresentabile da un coefficiente:  $k_0 = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$ .

Tale carico degrada dalla parete più alta a quella più bassa.

**Vasca di raccolta - carichi - aste -**



**Configurazione di carico e vincolo della struttura**

I coefficienti di combinazione sono quelli relativi allo SLU:

- Peso proprio permanente: 1,3
- Sovraccarico di riempimento: 1,5

Si considera di armare simmetricamente le sezioni.

Sistemi di riferimento:

sistema di riferimento globale: è costituito da due assi cartesiani ortogonali, dove l'asse Y è verticale e rivolto verso l'alto; l'asse X è orizzontale e orientato da sinistra verso destra; le rotazioni sono positive se orarie.

sistema locale delle aste: è costituito da due assi cartesiani ortogonali, dove l'asse y è ortogonale all'asse e rivolto verso il basso; l'asse x coincide con l'asse ed ha origine nel nodo iniziale.

i carichi orizzontali sono concordi all'asse globale X.

i carichi verticali sono opposti all'asse globale Y.

Numero di nodi: 4 ; Numero di aste: 3

Coordinate dei nodi:

nodo n.	x (cm)	y (cm)
1	0	0
2	350	0
3	0	200
4	350	60

nodi vincolati rigidamente:

nodo n.	vincolo x	vincolo y	vincolo r
1	Si	No	No
2	Si	No	No

Tipi di sezione:

tipo di asta n. 1: fondazione

base: 100 cm ; altezza: 25 cm ; copriferro: 50 mm

calcestruzzo:  $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$  ;  $E_c = 342175 \text{ daN/cm}^2$

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 165 \text{ daN/cm}^2$

acciaio: B450C - aderenza migliorata -

$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$  ;  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$  ;  $\gamma_s = 1.15$



$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 1.86 / 1000$  ;  $E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

costante di sottofondo:  $k_w = .72 \text{ daN/cmc}$

peso specifico:  $2500 \text{ daN/mc}$

tipo di asta n. 2: parete

base:  $100 \text{ cm}$  ; altezza:  $25 \text{ cm}$  ; copriferro:  $50 \text{ mm}$

calcestruzzo:  $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$  ;  $E_c = 342175 \text{ daN/cm}^2$

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 165 \text{ daN/cm}^2$

acciaio: B450C - aderenza migliorata -

$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$  ;  $f_{yd} = f_{yk}/g_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$  ;  $g_s = 1.15$

$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 1.86 / 1000$  ;  $E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

peso specifico:  $2500 \text{ daN/mc}$

Definizione aste:

asta n. ; nodo iniziale ; nodo finale ; tipo di sezione n.

1	1 [I]	2 [I]	1
2	1 [I]	3 [I]	2
3	2 [I]	4 [I]	2

[I] condizione al nodo: I = incastro ; C = cerniera

geometria:

Asta (n.)	L di calcolo (cm)	inclinazione (°)
1	350	0
2	200	90
3	60	90

Elementi di carico:

Asta (n.)	gravità (daN/m)
1	813
2	813
3	813

- tipi di carichi distribuiti sulle aste:

	Qy in. (daN/m)	Qy fin. (daN/m)	Qx in. (daN/m)	Qx fin. (daN/m)	d nodo in. (cm)	d nodo fin. (cm)	c.d.c. (n.)
1	3800	1140	0	0	0	0	1
azione variabile							
grava sulle aste n.: 1							
2	0	0	-1900	0	0	0	1
azione variabile							
grava sulle aste n.: 2							
3	0	0	570	0	0	0	1
azione variabile							
grava sulle aste n.: 3							

Risultati (calcolo con il metodo degli spostamenti):

il sistema di equazioni lineari  $Ax + y_0 = 0$  viene risolto con metodo iterativo minimizzando l'energia potenziale della struttura

Combinazione di carico unica

vengono assemblati i carichi permanenti e le seguenti condizioni:

1.3 permanenti + (1.50)·cond 1

Verifica delle tensioni massime

Armatura longitudinale ai massimi M ; N:

Asta n. 1: fondazione

B = 100 cm ; H = 25 cm ; d = 20.0 cm ; correnti: 5  $\phi$  14 + 5  $\phi$  14

Mmin:-2443 daNm ; N = 0 daN ; x = 73 cm

armatura a correnti 5  $\phi$  14 + 5  $\phi$  14

verifica della sezione in campo di deformazione 2

la crisi avviene per allungamento dell'acciaio teso

$\epsilon_c = -2.05 / 1000$  ;  $\epsilon_s = 10.00 / 1000$  ;  $\epsilon'_s = 0.96 / 1000$

$m = \Omega'_s \cdot \phi'_s \cdot (\delta'/d - H/2d) + \Omega_s \cdot \phi_s \cdot (d/d - H/2d) + \alpha \cdot S \cdot (H/2d - z \cdot S) = 0.0783$

$S = x/d = 0.17$  ;  $\alpha = 0.68$  ;  $z = 0.38$

$\Omega'_s = f_{yd}/f_{cd} \cdot A'_s/(B \cdot d) = 0.0759$

$\phi'_s = \epsilon'_s/\epsilon_{yd} = 0.52$

$$\Omega_s = f_{yd}/f_{cd} \cdot A_s / (B \cdot d) = 0.0759$$

$$\varphi_s = \varphi(\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}) = 1$$

$$M \text{ limite ultimo: } m \cdot B \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6214 \text{ daNm}$$

$$\text{asse neutro: } x/d = 0.17$$

$$\mu_u \geq \mu_d: \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Asta n. 2: parete

B = 100 cm ; H = 25 cm ; d = 20.0 cm ; correnti: 5  $\varnothing$  14 + 5  $\varnothing$  14

$$M_{max}: 1900 \text{ daNm} ; N = 1625 \text{ daN} ; x = 0 \text{ cm}$$

armatura a correnti 5  $\varnothing$  14 + 5  $\varnothing$  14

verifica della sezione in campo di deformazione 2

la crisi avviene per allungamento dell'acciaio teso

$$\varepsilon_c = -2.19 / 1000 ; \varepsilon_s = 10.00 / 1000 ; \varepsilon'_s = 0.85 / 1000$$

$$n = \Omega'_s \cdot \varphi'_s + \Omega_s \cdot \varphi_s - \alpha \cdot S = 0.0146$$

$$m = \Omega'_s \cdot \varphi'_s \cdot (\delta' / d - H / 2d) + \Omega_s \cdot \varphi_s \cdot (d / d - H / 2d) + \alpha \cdot S \cdot (H / 2d - z \cdot S) = 0.0851$$

$$S = x/d = 0.18 ; \alpha = 0.70 ; z = 0.38$$

$$\Omega'_s = f_{yd}/f_{cd} \cdot A'_s / (B \cdot d) = 0.0759$$

$$\varphi'_s = \varepsilon'_s / \varepsilon_{yd} = 0.46$$

$$\Omega_s = f_{yd}/f_{cd} \cdot A_s / (B \cdot d) = 0.0759$$

$$\varphi_s = \varphi(\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}) = 1$$

$$N \text{ limite ultimo: } n \cdot B \cdot d \cdot f_{cd} = 5776 \text{ daN}$$

$$M \text{ limite ultimo: } m \cdot B \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6754 \text{ daNm}$$

$$\text{asse neutro: } x/d = 0.18$$

$$\mu_u \geq \mu_d ; \mu_u \geq \mu_d: \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

verifica a sforzo normale  $N_d$  costante = 1625 daN:

campo di deformazione: 2

$$M \text{ limite ultimo: } m \cdot B \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6367 \text{ daNm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

verifica a momento flettente  $M_d$  costante = 1900 daNm:

campo di deformazione: 6

$$N \text{ limite ultimo: } n \cdot B \cdot d \cdot f_{cd} = 442822 \text{ daN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Asta n. 3: parete

B = 100 cm ; H = 25 cm ; d = 20.0 cm ; correnti: 5  $\phi$  14 + 5  $\phi$  14

Mmin:-51 daNm ; N = 488 daN ; x = 0 cm

armatura a correnti 5  $\phi$  14 + 5  $\phi$  14

verifica della sezione in campo di deformazione 3

la crisi tende ad avvenire per cedimento del cls compresso

con acciaio teso oltre il limite elastico di deformazione

$\epsilon_c = -3.50 / 1000$  ;  $\epsilon_s = 2.89 / 1000$  ;  $\epsilon'_s = -1.90 / 1000$

$n = \Omega'_s \cdot \phi'_s + \Omega_s \cdot \phi_s - \alpha \cdot S = 0.4432$

$m = \Omega'_s \cdot \phi'_s \cdot (\delta' / d - H / 2d) + \Omega_s \cdot \phi_s \cdot (d / d - H / 2d) + \alpha \cdot S \cdot (H / 2d - z \cdot S) = 0.2330$

$S = x / d = 0.55$  ;  $\alpha = 0.81$  ;  $z = 0.42$

$\Omega'_s = f_{yd} / f_{cd} \cdot A'_s / (B \cdot d) = 0.0759$

$\phi'_s = \phi(\epsilon'_s < -\epsilon_{yd}) = -1$

$\Omega_s = f_{yd} / f_{cd} \cdot A_s / (B \cdot d) = 0.0759$

$\phi_s = \phi(\epsilon_s > \epsilon_{yd}) = 1$

N limite ultimo:  $n \cdot B \cdot d \cdot f_{cd} = 175805$  daN

M limite ultimo:  $m \cdot B \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 18486$  daNm

asse neutro:  $x / d = 0.55$

$\mu_u \geq \mu_d$  ;  $\nu_u \geq \nu_d$ : VERIFICA SODDISFATTA

verifica a sforzo normale Nd costante = 488 daN:

campo di deformazione: 2

M limite ultimo:  $m \cdot B \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6260$  daNm

VERIFICA SODDISFATTA

verifica a momento flettente Md costante = 51 daNm:

campo di deformazione: 6

N limite ultimo:  $n \cdot B \cdot d \cdot f_{cd} = 442822$  daN

VERIFICA SODDISFATTA

Taglio nelle estremità:

Asta n. 1 : fondazione

in ogni sezione si ha  $V_{sd} < V(Rd1)$

Asta n. 2 : parete

in ogni sezione si ha  $V_{sd} < V(Rd1)$

Asta n. 3 : parete

in ogni sezione si ha  $V_{sd} < V(Rd1)$

Comparazione azioni - reazioni (come verifica dei risultati):

Reazioni vincolari :

nodo n. 1  $R_x = 2850 \text{ daN}$

nodo n. 2  $R_x = -256 \text{ daN}$

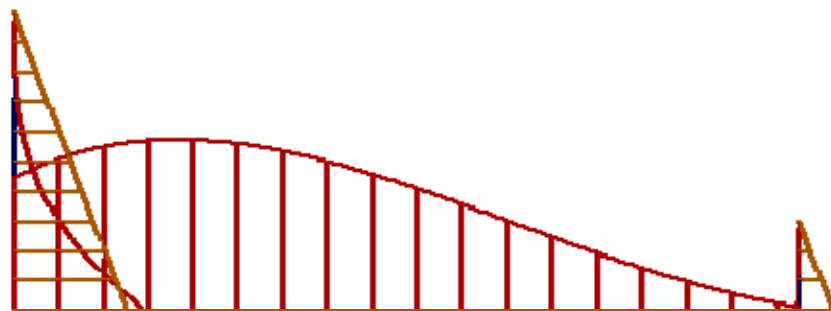
trave n. 1 (fond):  $R_{\text{elast.}} = -17924 \text{ daN}$

reazioni totali:  $R_{ty} = -17924 \text{ daN}$  ;  $R_{tx} = 2594 \text{ daN}$

carichi totali:  $P_{ty} = 17924 \text{ daN}$  ;  $P_{tx} = -2593 \text{ daN}$

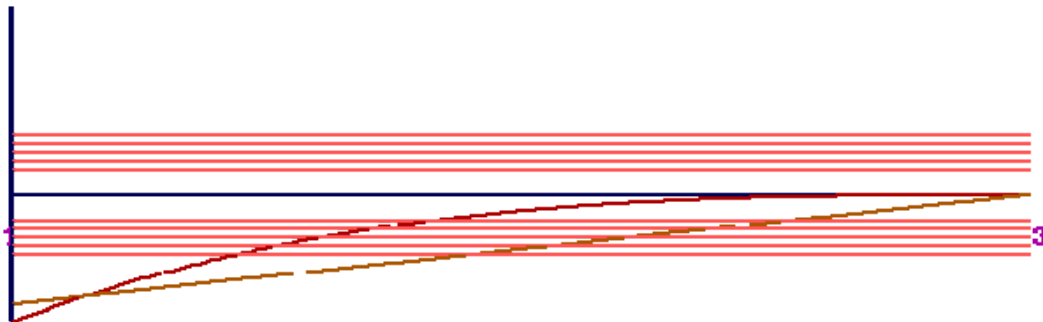
Output grafici:

**Vasca di raccolta - momento flettente + sforzo normale -**



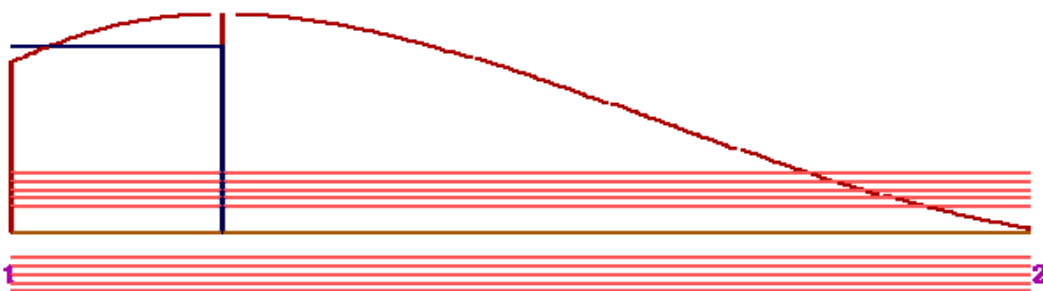


asta 2:  $x = 0$  cm  $M = 1988$  daNm ;  $N = 1625$  daN | ;  $B = 180$  cm ;  $h = 28$  cm  
sezionale di attacco della parete



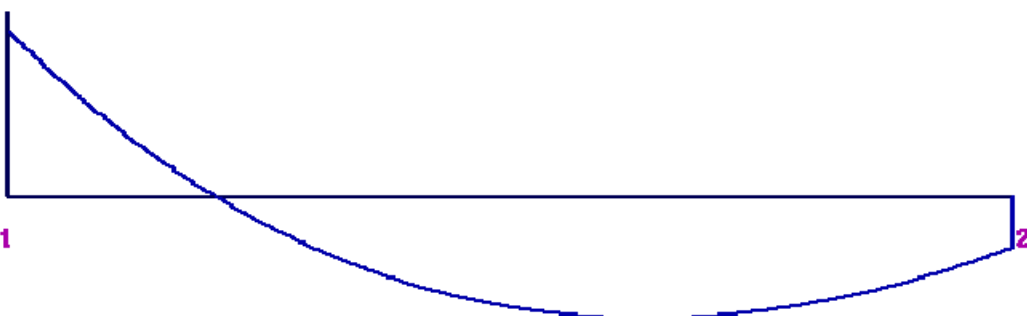
Prog.:  $A_s = 2.24$  cm<sup>2</sup>  $A'_s =$  == cm<sup>2</sup> 5 # 14 + 5 # 14 ; C2  
 $N_u = 5776$  daN ;  $M_u = 6754$  daNm campo 2 ;  $x/d = 0.18$

asta 1:  $x = 73$  cm  $M = -2443$  daNm ;  $N = 0$  daN | ;  $B = 180$  cm ;  $h = 28$  cm  
massima flessione in fondazione



Prog.:  $A_s = 3.21$  cm<sup>2</sup>  $A'_s =$  == cm<sup>2</sup> 5 # 14 + 5 # 14 ; C2  
 $N_u = 0$  daN ;  $M_u = 6214$  daNm campo 2 ;  $x/d = 0.17$

asta 1:  $x = 0$  cm |  $T = -1625$  daN ;  $M = 0$  daN |  
massimo taglio in fondazione



## 10 BARRIERA TIPO B3 SU PALI

### 10.1 VERIFICA TIRAFONDI

Si prevedono 2+2 tirafondi M27mm d'acciaio classe 8.8 per montante (interasse montanti 3m) con testa filettata (si assume  $A_{res} = 459 \text{ mm}^2$ ).

Dimensione piastra 400 x 400 x 30; interasse barre 250mm.

$$V_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2,5 = 9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2,5^2 / 2 = 11,25 \text{ kNm}$$

L'azione assiale sulla singola barra è pari a:

$$11,25 / (2 \times 0,25) = 22,5 \text{ kN}$$

L'azione di taglio sulla singola barra è pari a:

$$9 / 4 = 2,25 \text{ kN}$$

La resistenza massima assiale della singola barra è pari a (par. 4.2.8.1.1. N.T.C. 14/1/2008) :

$$R_{t,d} = 0,9 \times f_{tb} \times A_{res} / 1,25 = 0,9 \times 800 \times 459 / 1,25 = 264 \text{ kN} > 22,5 \text{ kN}$$

La resistenza massima di taglio della singola barra è pari a (par. 4.2.8.1.1. N.T.C. 14/1/2008) :

$$R_{v,d} = 0,5 \times f_{tb} \times A_{res} / 1,25 = 0,5 \times 800 \times 459 / 1,25 = 146,88 \text{ kN} > 2,25 \text{ kN}$$

Si verifica l'azione combinata assiale + taglio:

$$[(2,25 / R_{v,d}) + (22,5 / (1,4 \times R_{t,d}))] = 0,08 < 1$$

Si verifica la lunghezza minima di ancoraggio della barra (par. 4.2.8.1.1. N.T.C. 14/1/2008). La tensione tangenziale di aderenza  $f_{bd}$  è pari a ( $\eta = 1$ ,  $f_{ctk} = 2,17$

MPa):

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} / 1.5 = 3.255 \text{ MPa}$$

La lunghezza minima di ancoraggio è pertanto pari a:

$$L = 22.5 \text{ kN} / (\pi \times \varnothing_{barra} \times f_{bd}) = 22500 / (3.14 \times 27 \times 3.255) = 81.5 \text{ mm.}$$

(lunghezza effettiva 50 cm)

## 10.2 VERIFICA PIASTRA DI BASE

Si verifica una piastra quadrata 400x400x30 tassellata con 2 + 2 tirafondi M 27.

L'azione assiale sulla singola barra è pari a:

$$11.25 / (2 \times 0.25) = 22.5 \text{ kN}$$

Distanza tra barra e montante è 5.4 cm

$$\text{Momento agente } M_{Ed} = 22.5 \times 0.054 = 1.215 \text{ kNm}$$

Calcolo momento resistente piastra (B=20 cm H=3cm)

$$W_{el} = b \times h^2 / 6 = 0.2 \times 0.03^2 / 6 = 0.00003 \text{ m}^4$$

$$M_{Rd} = 0.00003 \times 275000 / 1.05 = 7.86 \text{ kNm} > 1.2154 \text{ kNm}$$

### 10.3 STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLE BARRIERE

La fondazione delle barriere è costituita da un cordolo a avente dimensioni 50 cm x 50 cm posto sopra un batolo di fondazione 80x80x80 cm . Il batolo appoggia su pali ad elica CFA  $\Phi$  60cm e lunghezza 5 m.

#### 10.3.1 *Capacità portante del palo*

La determinazione della resistenza caratteristica del singolo palo sarà condotta tramite l'impiego di espressioni analitiche che utilizzano i dati geotecnici provenienti dalle prove in sito, ovvero nel caso di un singolo palo sottoposto ad un carico di compressione:

$$Q = Q_l + Q_b - W$$

dove:

$Q_l$  = resistenza limite laterale del palo

$Q_b$  = resistenza limite della base del palo

$W$  = differenza di peso tra palo e terreno

Con riferimento all'impiego diretto dei parametri di resistenza del terreno, Meyerhof (1953) fornisce la seguente formula per la resistenza laterale limite:

$$\tau = C_a + k \times \mu \times \sigma'_v$$

dove:

$C_a$  = aderenza palo-terreno (nulla per terreni non coesivi);

$k$  = coefficiente di spinta del terreno sulla superficie del palo nella zona di rottura; variabile in funzione della tecnologia esecutiva e della costituzione dell'unità attraversata;

$$\mu = \tan \phi'$$

$\phi'$  = angolo d'attrito

$\sigma'_v$  = tensione verticale effettiva

Per i terreni coesivi la portata per attrito laterale, in termini di tensioni totali, usualmente è espressa dalla seguente formula:

$$\tau = \alpha \times c_u$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata media del terreno lungo la superficie del palo;

$\alpha$  = coefficiente dipendente dal tipo di argilla, dal metodo d'installazione del palo e dal materiale costituente il palo  $\alpha$  nel caso in esame = 0.55 per pali ad elica (Reese O'Neil 1988)

La portata limite di base viene valutata attraverso la seguente relazione:

$$P_{lim,b} = A_b \cdot q_{lim,b}$$

dove:

$A_b$  = area di base del palo;

$q_{lim,b}$  condizioni non drenate = portata unitaria limite di base =  $9 \times C_u + \sigma'_v$

$q_{lim,b}$  condizioni drenate =  $Nq^* \sigma'_v$

#### 10.3.1.1 VERIFICHE SLU – APPROCCIO ADOTTATO

Il dimensionamento dei pali è stato condotto in riferimento ai valori di sollecitazione competenti, per la sovrastruttura, allo Stato Limite Ultimo, ovvero alle disposizioni di cui al §6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, relative alle opere interagenti con i terreni.

Con riferimento alla verifica della capacità portante verticale dei pali agli Stati Limite Ultimi, il N.T.U. prevede l'impiego dei coefficienti parziali riportati nella tabella sottostante, da applicare alle azioni (Approccio 2 – Combinazione

A1+M1+R3):

AZIONI	$\gamma_i$
Permanenti	$\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$
Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} = 1.5 - 0$
Variabili	$\gamma_{Qi} = 1.5 - 0$

**Coefficienti parziali per le azioni (A1-STR)**

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1) risultano pari all'unità.

In accordo al §6.4.3.1.1 del NTU, saranno introdotti i coefficienti parziali indicati nella tabella sottostante da applicare alle resistenze caratteristiche, al fine di ottenere quelle di progetto.

Resistenza	Simbolo	Pali elica (R3)
Base	$\gamma_b$	1.3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25

**Coeff. parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche**

Sempre per quanto riguarda i termini di progetto di resistenza, con riferimento alle procedure che prevedono l'utilizzo diretto dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza si otterrà con riferimento ai coefficienti di riduzione riportati nel DM 14/01/2008 funzionali al numero di verticali indagate, pari a 1 nel caso in esame, adottando quindi il coefficiente di riduzione  $\xi_3 = 1.70$ .

**10.3.1.2 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE**

Nella sottostante tabella è riportato il calcolo di capacità portante (comb. A1+M1+R3) di un palo ad elica  $\Phi 600\text{mm}$ , nell'ipotesi che venga realizzato entro un substrato caratterizzato dalla stratigrafia e dai parametri geomeccanici precedentemente definiti.

### Calcolo pali elica in compressione agli stati limite ultimi testo unico

Diametro palo **0.6** m  
 Lunghezza di calcolo palo= 3.63 m  
 Lunghezza effettiva palo = 5 m  
 Falda = **1.78** m da quota terreno  
 $\xi_3 = 1.7$  R3 laterale 1.15 R3 base 1.3  
 compressione

### Resistenza laterale

Terreno= A Coerenti ; S incoerenti

N.-Strati	Terreno	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cu (kPa)	$\phi'$ (°)	$\alpha$ (palo elica)	OCR	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ) a metà strato	K
1	A	2.35	19	65	26	0.55	1	22.80	0.7
2	S	1.28	19		28	0.55	1	45.91	0.7

Resistenza laterale limite condizioni non drenate	199	kN
Resistenza laterale limite condizioni drenate	76	kN

### Resistenza di punta

#### Caratteristiche strato di base

Terreno	Lunghezza palo H(m)	Cu (kPa)	$\phi'$ (°)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
S	3.63		28	52	70

Area di punta del palo= 0.28 m<sup>2</sup>  
 $Nq^* = 7$

Resistenza di punta condizioni drenate	103	kN
Resistenza di punta condizioni non drenate	103	kN

### Calcolo del palo in compressione agli stati limite

#### Combinazione A1

Carico limite di progetto in condizioni non drenate	149	kN
Carico limite di progetto in condizioni drenate	85	kN
Portata palo	85	kN
Delta peso palo	21	kN
Azione	48	kN
Capacità portante	65	kN

**Verificato**

Sulla base dei dati precedentemente illustrati il carico verticale sul palo risulta :

Peso barriera  $0.2 \text{ kN/mq} \times 0.5 + 0.2 \text{ kN/mq} \times 1.5 + 25 \times 0.1 \times 0.5 = 1.65 \text{ kN/m}$

Peso montante = 0.76 kN

Peso cordolo  $= 0.5 \times 0.5 \times 3 \times 25 = 18.75 \text{ kN}$

Peso batolo  $= 0.8 \times 0.8 \times 0.8 \times 25 = 12.8 \text{ kN}$

Peso SLU  $= (1.65 \times 3 + 0.76 + 18.75 + 12.8) \times 1.3 = 48.44 \text{ kN}$

Ipotizzando una fondazione profonda costituita da pali  $\Phi 600$  mm con profondità pari a 5 m (quota testa palo +4.22m s.l.m.), si trascura la resistenza del terreno tra testa palo e piano campagna (1.37 m, pc= +2.85 m s.l.m.) risulta una capacità portante di 65 kN (detratto del peso del palo). La verifica della capacità portante verticale del palo risulta pertanto soddisfatta.

#### **10.3.1.3 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE**

Le azioni in sommità palo sono:

$$V_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2,5 = 9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2,5^2 / 2 + 9 \times (0,5 + 0,8) = 22,95 \text{ kNm}$$

$$\text{eccentricità} = 22,95 / 9 = 2,55 \text{ m}$$

Il palo sarà armato con 12 $\phi$ 18 e spirale  $\phi$  12/20 .



**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

e = altezza della forza dal p.c.

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

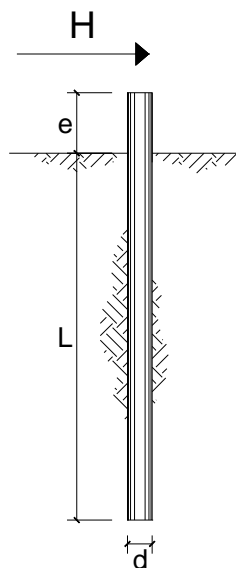
M<sub>y</sub> = momento di plasticizzazione della sezione

F<sub>s</sub> = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k<sub>p</sub> = coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$ )

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



Palo corto:

$$H = \frac{d}{2(e+L)} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:

(soluzione dell'equazione)

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left( \frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

**DATI DI INPUT:**

L = 5.00 (m)  
d = 0.60 (m)  
e = 2.55 (m)  
M<sub>y</sub> = 235.00 (kN m)  
F<sub>s</sub> = 2.21 (-)  
φ' = 26.00 (°)  
k<sub>p</sub> = 2.56 (-)  
γ = 9.00 (kN/m<sup>3</sup>)

Palo corto:

H1 = 114.48 (kN)      H1/F<sub>s</sub> = 51.80 (kN)

Palo lungo:

Calcola

H2 = 63.28 (kN)      H2/F<sub>s</sub> = 28.63 (kN)

H lim = min(H1, H2) = 63.28 (kN)      palo lungo

H amm = H lim / F<sub>s</sub> = 28.63 (kN)

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI**  
**PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

e = altezza della forza dal p.c.

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

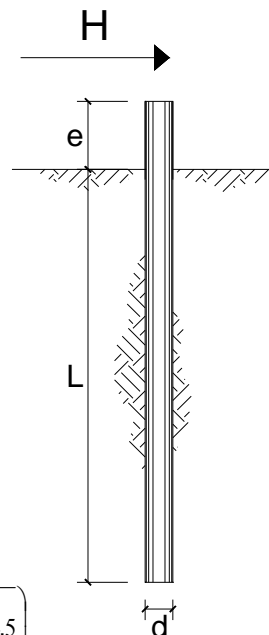
M<sub>y</sub> = momento di plasticizzazione della sezione

F<sub>s</sub> = coefficiente di sicurezza

c<sub>u</sub> = resistenza al taglio non-drenata

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( - \left( 1.5 + \frac{L}{d} + 2\frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{ 2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left( \frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L e}{d d} + 6 \frac{e}{d} + 4.5 } \right)$$

Palo lungo: 
$$H = -9 \left( \frac{e}{d} + 1.5 \right) c_u d^2 + 9 c_u d^2 \sqrt{ \left( \frac{e}{d} \right)^2 + 3 \left( \frac{e}{d} \right) + \frac{2}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 2.25 }$$



**DATI DI INPUT:**

L = 5.00 (m)

d = 0.60 (m)

e = 2.55 (m)

M<sub>y</sub> = 235.00 (kN m)

F<sub>s</sub> = 2.21 (-)

c<sub>u</sub> = 65.00 (kN/m<sup>2</sup>)

Palo corto:

H1 = 259.48 (kN)

H1/F<sub>s</sub> = 117.41 (kN)

Palo lungo:

H2 = 66.30 (kN)

H2/F<sub>s</sub> = 30.00 (kN)

H lim = min(H1, H2) = 66.30 (kN)      palo lungo

H amm = H lim / F<sub>s</sub> = 30.00 (kN)

$M_{Ed}$  Essendo  $28.63 \text{ kN} > 22.95 \text{ kN}$  La verifica è soddisfatta.

Verifica a flessione e taglio palo

$$N_{slu} = 48.44 \text{ kN}$$

$$M_{slu} = 22.95 \text{ kNm}$$

$$T_{slu} = 9 \text{ kN}$$

$$N_{sle} = 1.65 \times 3 + 0.76 + 18.75 + 12.8 = 37.26 \text{ kN}$$

$$T_{sle} = 0.8 \times 3 \times 2.5 = 6 \text{ kN}$$

$$M_{sle} = 0.8 \times 3 \times 2.5^2 / 2 + 6 \times (0.5 + 0.8) = 15.3 \text{ kNm}$$

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 30.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	21.9	12	18

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

				Vy	Vx
				Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	48.44	22.95	0.00	9.00	0.00
2	48.44	22.95	0.00	64.91	0.00
3	48.44	235.00	0.00	64.91	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	37.26	15.30	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	37.26	15.30 (78.05)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	37.26	15.30 (78.05)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale

1	S	48.44	22.95	0.00	48.69	251.48	0.00	10.96	30.5(8.5)
2	S	48.44	22.95	0.00	48.69	251.48	0.00	10.96	30.5(8.5)
3	S	48.44	235.00	0.00	48.69	251.48	0.00	1.07	30.5(8.5)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	30.0	0.00170	0.0	21.9	-0.00803	0.0	-21.9
2	0.00350	0.0	30.0	0.00170	0.0	21.9	-0.00803	0.0	-21.9
3	0.00350	0.0	30.0	0.00170	0.0	21.9	-0.00803	0.0	-21.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000222124	-0.003163706	----	----
2	0.000000000	0.000222124	-0.003163706	----	----
3	0.000000000	0.000222124	-0.003163706	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e $D_{med}$ .
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L=lungh.legat.proietta-$ ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	9.00	719.33	176.06	47.9  39.8	50.5	1.000	1.012	0.6	11.3(0.0)
2	S	64.91	719.33	176.06	47.9  39.8	50.5	1.000	1.012	4.2	11.3(0.0)
3	S	64.91	719.33	176.06	47.9  39.8	50.5	1.000	1.012	4.2	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata											
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]											
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)											
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]											
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)											
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre											
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure											
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure											
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2											
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	1.14	0.0	40.0	-19.9	0.0	-21.9	677	7.6	11.3	1.00	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	1.14	0.0	40.0	-19.9	0.0	-21.9	677	7.6	11.3	0.50	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm													
S1	Esito della verifica													
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata													
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata													
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata													
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica													
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff													
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa													
e sm	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/S2)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]													
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi													
wk	Distanza media tra le fessure [mm]													
Mx fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi													
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]													
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]													
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess		
1	S	-0.5	0	0.125	18	72	0.400	0.00004 (0.00004)	246	0.017 (0.40)	78.05	0.00		

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)**

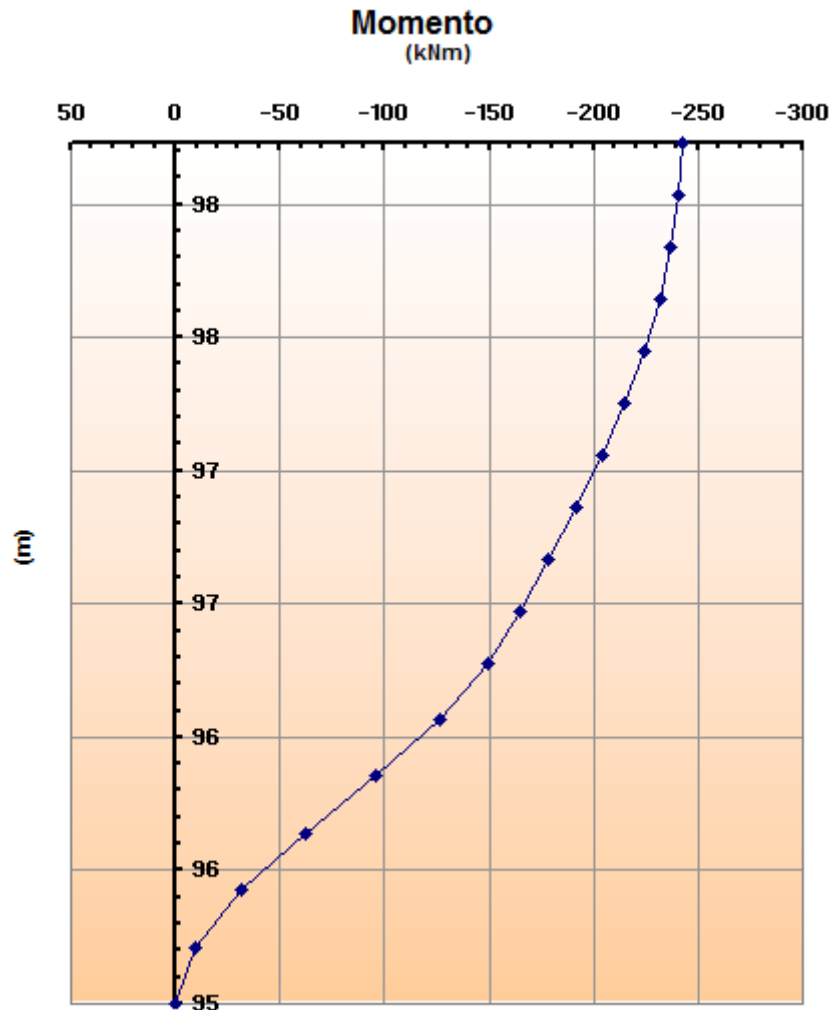
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	1.14	0.0	40.0	-19.9	0.0	-21.9	677	7.6	11.3	0.50	

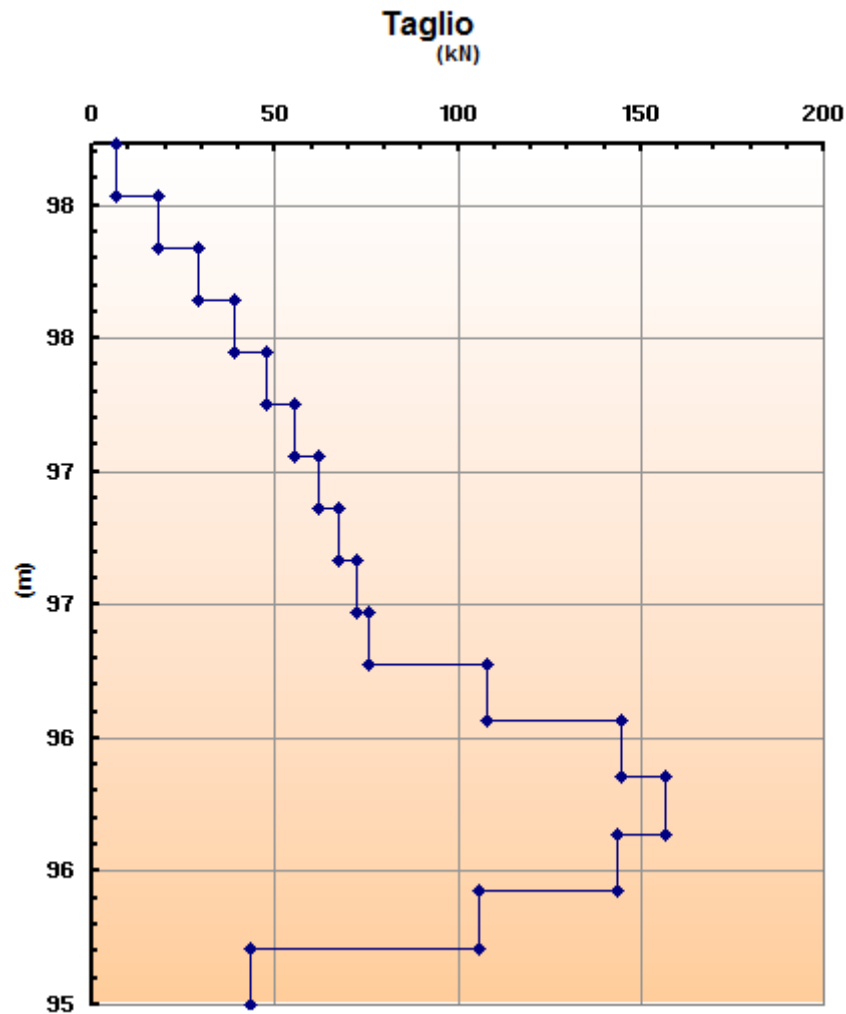
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess		
1	S	-0.5	0	0.125	18	72	0.400	0.00004 (0.00004)	246	0.017 (0.30)	78.05	0.00		

Per la parte inferiore, al di sotto della cerniera plastica (profondità calcolata secondo la teoria di Broms). Profondità cerniera plastica = 1.77m

Si analizza il palo libero di ruotare e spostarsi a seguito di momento plastico della sezione soprastante (235 kNm) con vincolo elastico orizzontale.





Verifica in corrispondenza del taglio massimo:

$$V = 156.55 \text{ kN}$$

$$M = 96 \text{ kNm}$$

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 30.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate



Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	21.9	12	18

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	48.44	96.00	0.00	156.55	0.00
2	0.00	96.00	0.00	156.55	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	48.44	96.00	0.00	48.69	251.48	0.00	2.62	30.5(8.5)
2	S	0.00	96.00	0.00	0.00	243.71	0.00	2.54	30.5(8.5)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Ys max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	30.0	0.00170	0.0	21.9	-0.00803	0.0	-21.9
2	0.00350	0.0	30.0	0.00165	0.0	21.9	-0.00837	0.0	-21.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000222124	-0.003163706	----	----
2	0.000000000	0.000228758	-0.003362748		

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e  $D_{med}$ .  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e  $d_{max}$ =massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	156.55	719.33	176.06	47.9   39.8	50.5	1.000	1.012	10.1	11.3(0.0)
2	S	156.55	714.09	176.85	48.1   40.0	50.5	1.000	1.000	10.0	11.3(0.0)

### 10.3.2 Verifica collegamento cordolo

Azioni allo SLU:

$$N_{Ed} = (1.65 \times 3 + 0.76 + 18.75) \times 1.3 = 31.79 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2.5 = 9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,5 \times 0,8 \times 3 \times 2.5^2 / 2 + 9 \times 0.5 = 15.75 \text{ kNm}$$

Azioni allo SLE:

$$N_{Ed} = 1.65 \times 3 + 0.76 + 18.75 = 24.46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,8 \times 3 \times 2.5 = 6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,8 \times 3 \times 2.5^2 / 2 + 6 \times 0.5 = 10.5 \text{ kNm}$$

La sezione verrà armata con 5+5  $\phi 16$ .

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	80.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5 $\phi 16$	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5 $\phi 16$	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	31.79	15.75	9.00	0.00
2	24.46	15.75	9.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)			
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			

N°Comb.	N	Mx
1	24.46	10.50

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
---	---

Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	24.46	10.50 (146.79)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	24.46	10.50 (146.79)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	31.79	15.75	31.87	179.06	11.369	45.1	0.11	0.70	20.1 (6.3)
2	S	24.46	15.75	24.21	177.54	11.273	45.2	0.11	0.70	20.1 (6.3)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00083	44.0	-0.02823	6.0
2	0.00350	50.0	-0.00085	44.0	-0.02838	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	9.00	192.78	44.0	80.0	0.0057	0.01
2	S	9.00	191.81	44.0	80.0	0.0057	0.01

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre > 14Ø viene posto Dbarre = 14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.54	50.0	0.00	34.3	-14.6	44.0	17.1	1371	10.1	17.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (DM96)**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	= 0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScImax) / (2 ScImin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/ScImin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.34	-0.22	---	0.125	1.00	0.400	0.000029 (0.000029)	2470.012 (990.00)		146.79

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.54	50.0	0.00	34.3	-14.6	44.0	17.1	1371	10.1	17.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (DM96)**

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.34	-0.22	---	0.125	0.50	0.400	0.000029 (0.000029)	247	0.012 (0.30)	146.79

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.54	50.0	0.00	34.3	-14.6	44.0	17.1	1371	10.1	17.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (DM96)**

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.34	-0.22	---	0.125	0.50	0.400	0.000029 (0.000029)	247	0.012 (0.20)	146.79