

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA  
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I F 1 W 0 1 D 2 9 C L I M 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>GU</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>DN</i>	09.2018	D. Aprea <i>DA</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018

Online  
Dott. Ing. Fabrizio Arduini  
n. 16392 del 1-A  
ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro

## INDICE

1.	OGGETTO .....	5
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3.1	DOCUMENTI.....	7
3.2	NORMATIVE.....	7
4.	MATERIALI UTILIZZATI .....	9
4.1	CALCESTRUZZO .....	9
4.1.1	<i>Barriera Montante (C35/45)</i> .....	9
4.1.2	<i>Calcestruzzo Cordolo di Fondazione (C28/35)</i> .....	10
4.1.3	<i>Calcestruzzo Micropali (C25/30)</i> .....	11
4.1.4	<i>Acciaio da C.A. (B450C)</i> .....	12
4.2	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	12
4.2.1	<i>Profili e lamiera non saldate</i> .....	12
4.2.2	<i>Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella</i> .....	13
4.2.3	<i>Acciaio per micropali</i> .....	13
5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	14
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	18
6.1	PESO PROPRIO .....	18
6.1.1	<i>Elementi in acciaio</i> .....	18
6.1.2	<i>Basi montanti in c.a.</i> .....	18
6.1.3	<i>Cordoli di fondazione in c.a.</i> .....	18
6.2	PESO DELLE PANNELLATURE FONOASSORBENTI.....	19
6.3	VENTO .....	19
6.4	PRESSIONE PER EFFETTI AERODINAMICI DEL TRENO.....	26

6.5	AZIONE SISMICA.....	28
7.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	34
8.	MODELLO DI CALCOLO.....	39
9.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	41
9.1	GENERALITÀ.....	41
9.2	IPOTESI DI VERIFICA.....	41
9.2.1	Verifica agli SLU.....	42
9.2.2	Verifica agli SLE.....	43
9.2.3	Verifica a fatica.....	44
9.3	SEZIONE 1: SOTTOSELLA.....	45
9.3.1	Geometria.....	45
9.3.2	SLU.....	45
9.3.3	SLE.....	47
9.3.4	Fatica.....	49
9.4	SEZIONE 2: VICINO INCASTRO AL PIEDE.....	52
9.4.1	Geometria.....	52
9.4.2	SLU.....	53
9.4.3	SLE.....	54
9.4.4	Fatica.....	57
9.5	SEZIONE 3: INCASTRO AL PIEDE.....	59
9.5.1	Geometria.....	59
9.5.2	SLU.....	59
9.5.3	SLE.....	61
9.5.4	Fatica.....	63
9.6	SEZIONE 4: INCASTRO ZOCCOLO DI BASE.....	66
9.6.1	Geometria.....	66

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	4 di 77

9.6.2	SLU.....	66
9.6.3	SLE.....	68
9.6.4	Fatica.....	69
9.7	TIRAFONDI.....	72
9.7.1	Geometria.....	72
9.7.2	Verifica di resistenza.....	73
9.7.3	Verifica a fatica.....	75

## 1. OGGETTO

Oggetto del presente documento è il calcolo strutturale della barriera antirumore tipo H9 che si estende per una lunghezza di 390m sulla tratta BOVINO-ORSARA tra il progr. 29+700 e il progr. 29+250.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La barriera fonoassorbente H9 in esame presenta moduli in calcestruzzo (modulo BM130), di altezza circa 3 m e lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

La barriera è alta da q.ta P.F. 700cm e complessivamente, dall'ancoraggio della fondazione 830cm.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare  $\varnothing 88.9 \times 16$  mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240x20 mm ed un'anima 255x12 mm (escluso lo spessore dell'ala); la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm.

Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata.



### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti

- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea
- IF1W01D29PZIM0006001A Barriere antirumore - Planimetria e prospetto e sezioni tav. 1/2
- IF1W01D29PZIM0006001A Barriere antirumore - Planimetria e prospetto e sezioni tav. 2/2
- IF1W01D29BZIM0006001A Barriere antirumore - Carpenteria
- IF1W01D29BZIM01D0002A Barriere antirumore - Pianta scavi
- IF1W00D09F6OC0000001A Profilo Geotecnico tratta allo scoperto da pk. 29+050 a pk. 31+050 – Tav 1 di 2
- IF1W00D09GEOC0000005A Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050
- IF1W00D09GEOC0000001A Relazione geotecnica generale tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050

#### 3.2 Normative

- DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 Nuova circolare delle Norme Tecniche per le costruzioni
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	8 di 77

armato normale e precompresso ed a struttura metallica

- Disciplinare tecnico - Barriere Antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998 e successive modificazioni ed integrazioni
- UNI EN 1991-1-4:2005 – “Eurocodice 1 – Azioni sulle Strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del Vento”.
- UNI EN 1992-1-1:2006 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1:2005 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

## 4. MATERIALI UTILIZZATI

### 4.1 Calcestruzzo

#### 4.1.1 Barriera Montante (C35/45)

Classe di resistenza

**C35/45**

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.50 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 14.50 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_w(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp\left\{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

#### 4.1.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione (C28/35)

Classe di resistenza

**C28/35**

Cemento

CEM

**52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 36 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 1.94 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 32308 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 11.98 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	11 di 77

### 4.1.3 Calcestruzzo Micropali (C25/30)

Classe di resistenza

**C25/30**

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 10.84 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

#### 4.1.4 Acciaio da C.A. (B450C)

##### Tipo di acciaio

**B450C**

Peso per unità di volume	$\gamma =$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm <sup>2</sup>	
Tensione di calcolo a snervamento	$f_{yd} =$	391 N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Deformazione uniforme ultima caratteristica	$\epsilon_{uk} =$	7.50 %	$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$
Deformazione uniforme ultima di progetto	$\epsilon_{ud} =$	6.75 %	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$
Modulo elastico	$E =$	200000 N/mm <sup>2</sup>	

##### Copriferri

Copriferro barriera	$c_e =$	3.00 cm
Copriferro fondazione	$c_f =$	4.00 cm
Sovrapposizioni	$l_s \geq$	50 $\Phi$

#### 4.2 Acciaio per carpenteria metallica

Peso per unità di volume	$\gamma =$	78.5 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	$E =$	210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	12 10 <sup>-6</sup> °C <sup>-1</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	$\gamma_{M0} =$	<b>1.05</b>

##### 4.2.1 Profili e lamiere non saldate

Nome e qualità dell'acciaio **S 275 J0**

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
275	430	255	410

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	13 di 77

**4.2.2 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella**

Nome e qualità dell'acciaio 

S 275	J2
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
275	430	255	410

**4.2.3 Acciaio per micropali**

Nome e qualità dell'acciaio 

S 275	JR
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
275	430	255	410

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato "IF1W00D09GEOC0000001A\_Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050".

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel doc. "IF1W00D09GEOC0000005A\_Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050"

Il tracciato ricade in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia orizzontalmente che verticalmente, costituiti da argille, limi e ghiaie ad andamento lenticolare. I depositi alluvionali si presentano di spessore limitato, compreso tra 3 e 14 metri circa, e ricoprono la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP): si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie.

Nei primi metri (circa 3m) è presente un terreno di copertura (riporto e terreno vegetale) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL1\_A: argilla e argilla limosa;
- ALL3\_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- ASP: Argille Sub-Appenniniche. Argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie; nella parte alta della successione si rinviene una porzione costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore giallastro e grigio-verdastro, in strati da sottili a spessi, progressivamente passanti a conglomerati poligenici grossolanamente stratificati e ben selezionati.

In corrispondenza del sondaggio BO\_PD\_S9, essendo questo ubicato all'imbocco della galleria, si rinviene uno strato di coltre di natura eluvio-colluviale essenzialmente di matrice argillosa che ricopre la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP).

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a circa -2.0m da piano campagna.

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo tra la pk 29+050 e pk 31+050.

Sulla base delle indagini effettuate sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

Barriere antirumore - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	16 di 77

	Terreno di Copertura	ALL1_A	ALL3_G	ASP	
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.0÷18.6 [18.3]	17.7÷19.7 [19.0]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]	
IP [%]	18÷26 [21]	27÷51 [38]	-	20÷45 [30]	
$c_u$ [kPa]	75÷250 [130]	150÷290 [180]	-	$z \leq 20m$	130÷300 [180]
				$z > 20m$	200÷300 [250]
$\phi'$ [°]	24	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]	
$c'$ [kPa]	10	10	0.0	20÷40 [26]	
$E_w/C_u$	403	268	-	228	
$E_0$ [MPa]	40÷340 [85]	113÷582 [201]	145÷846 [367]	$z \leq 15m$	266÷1258 [367]
				$z > 15m$	453÷1258 [689]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	22÷116 [40]	29÷169 [73]	$z \leq 15m$	53÷251 [73]
				$z > 15m$	90÷251 [137]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	11÷58 [20]	14÷84 [36]	$z \leq 15m$	26÷125 [36]
				$z > 15m$	45÷125 [68]
$c_c$ [-]	dato non disponibile	$8.0 \cdot 10^{-2}$	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$	
$c_r$ [-]	dato non disponibile	$1.4 \cdot 10^{-2}$	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$	
$c_{az}$	dato non disponibile	$2.4 \cdot 10^{-3} \div 3.4 \cdot 10^{-3}$ [ $2.8 \cdot 10^{-3}$ ]	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$	
$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$2.0 \cdot 10^{-7} \div 4.0 \cdot 10^{-7}$ [ $2.5 \cdot 10^{-7}$ ]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [ $5.4 \cdot 10^{-7}$ ]	-	$5.0 \cdot 10^{-8} \div 5.0 \cdot 10^{-7}$ [ $1.0 \cdot 10^{-7}$ ]	
$e_0$ [-]	0.75	0.6÷0.87 [0.75]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]	
OCR [-]	2÷10 [4]	4÷10 [6]	-	1÷13 [7]	
$v'$ [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
$k$ [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$5.0 \cdot 10^{-7} \div 6.5 \cdot 10^{-6}$ [ $2.0 \cdot 10^{-6}$ ]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 2.0 \cdot 10^{-5}$ [ $2.4 \cdot 10^{-7}$ ]	$3.0 \cdot 10^{-10} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [ $7.0 \cdot 10^{-9}$ ]	
Caratterizzazione dinamica	-	-	-	$\alpha = 7.42$	
				$\beta = 0.68$	
				$\lambda = -2.417$	
				$D_{max} = 0.3058$	

Figura 2 Caratterizzazione geotecnica del terreno

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	17 di 77

Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato "IF1W00D09F6OC0000001A\_Profilo geotecnico tratta allo scoperto da pk. 29+050 a pk. 31+050 - TAV1 di 2."

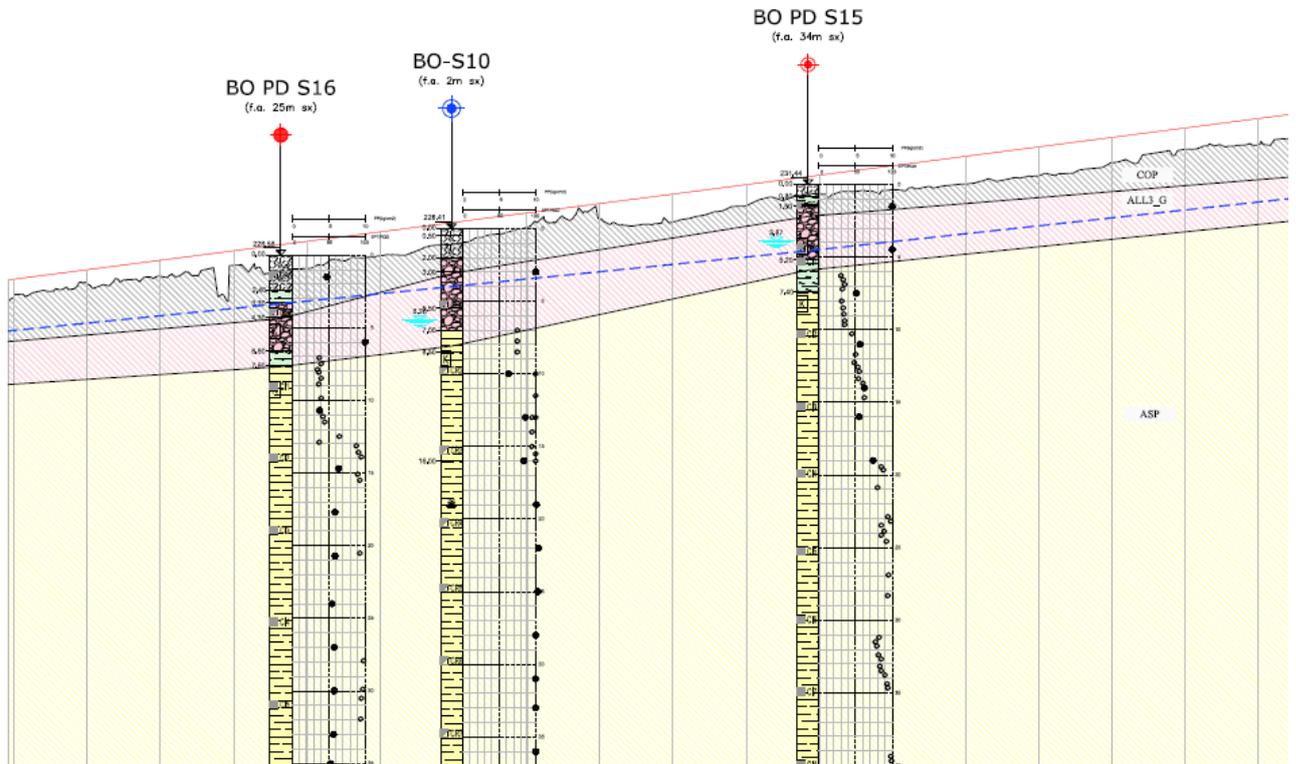


Figura 3 Profilo stratigrafico di riferimento

I sondaggio di riferimento ai progressivi pk +29+250, 29+350, 29+600 risultano essere il BO PD S16, BO-S10 e BO PD S15.

## 6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi orizzontali agenti sulla struttura sono stati riportati sul montante considerando le differenti aree di influenza tra la parte metallica e quella in calcestruzzo. In particolare si considera una lunghezza di influenza di 3000 mm per i pannelli in acciaio inox, pari all'interasse tra i montanti metallici, e una lunghezza di influenza di 1500 mm per le basi montanti (BM130) in C.A., pari alla larghezza delle stesse.

### 6.1 Peso proprio

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. Di seguito si esplicita l'analisi dei carichi di tali elementi:

#### 6.1.1 Elementi in acciaio

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN		kN
2 tondi F30	0.055	13.000	0.721
Tubo Phi88.9x16	0.288	6.500	1.869
Piatti da 130 mm	0.082	1.480	0.121
Piatti da 180 mm	0.113	0.300	0.034
Piatti spessi 12 mm	0.007	3.000	0.022
Profilo a T	0.617	4.500	2.777
Profili a 2T	4.255	0.250	1.064
		<b>PP_tot</b>	<b>6.607</b>

#### 6.1.2 Basi montanti in c.a.

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN/m		kN
<b>BM130</b>			
Base in cls (escluso zoccolo)	27.8	1.5	41.63
Zoccolo	11.4	1.5	17.06
		<b>PP_tot</b>	<b>58.69</b>

#### 6.1.3 Cordoli di fondazione in c.a.

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
Tipo	<b>140x65</b>	KN/m	kN
PP CORDOLO		22.8	1.5
			34.13

## 6.2 Peso delle pannellature fonoassorbenti

I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti o imbevuti di acqua e che il peso valga rispettivamente 500 N/m<sup>2</sup> e 1500 N/m<sup>2</sup>.

A favore di sicurezza, per le verifiche sul montante si suppone l'intero carico come agente direttamente sul montante in acciaio senza alcun appoggio sulla base in calcestruzzo.

## 6.3 Vento

Si considera il caso limite di massima altezza della barriera sopra il rilevato ferroviario. La pressione del vento, in conformità al D.M 2018 §3.3.4, è data dalla seguente espressione:

$$p = q_b \times c_e \times c_d \times c_p$$

dove:

- $q_b$ = pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6);
- $c_e$ = coefficiente di esposizione (§ 3.3.7);
- $c_d$ = coefficiente dinamico (§ 3.3.8);
- $c_p$ = coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  si esprime come segue:

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

- $\rho$ = densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;
- $v_b$ = velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento  $v_b$  del vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa è definita in funzione del sito dell'opera in progetto:

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

La tratta di Bovino Orsara ricade in zona 3 e pertanto si ottiene:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento  $v_b$  dipende inoltre dal tempo di ritorno adottato secondo la seguente espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

dove:

- $T_R$  = tempo di ritorno;
- $\alpha_R$  = coefficiente moltiplicativo (fig. C3.3.1, formula C3.3.2);
- $v_b$  = velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, per il quale  $\alpha_R = 1$  e quindi  $v_b(T_R) = v_b = 27 \text{ m/s}$ .

Si ottiene pertanto la pressione cinetica di riferimento  $q_b$ :

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 27^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  del punto considerato sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Esso viene calcolato mediante le espressioni di seguito:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

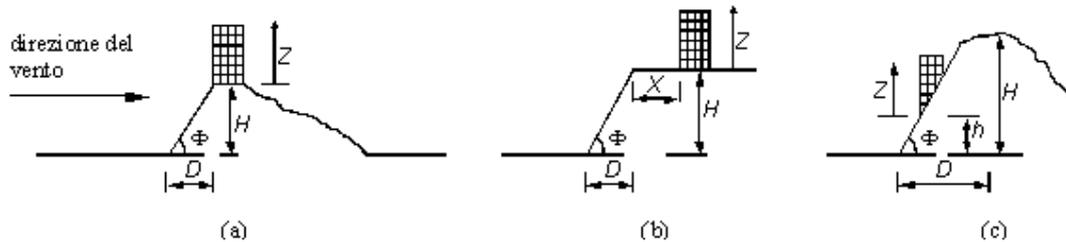
dove  $k_r$ ,  $C_t$ ,  $Z_0$  e  $Z_{min}$  sono definiti nella seguente tabella (tab. 3.3.II):

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Per il calcolo del coefficiente di topografica  $C_t$  si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:

Con riferimento alla figura sopra detta  $H$  l'altezza della collina o del dislivello e  $H/D = \tan \Phi$  la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:



Il coefficiente  $\beta$ , funzione dell'altezza  $z$  che vale:

- $\beta = 0,5$  per  $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H$  per  $0,75 < z/H \leq 2$
- $\beta = 0$  per  $z/H > 2$

Il coefficiente  $\gamma$  dipendente dalla pendenza  $H/D$  che vale:

- $\gamma = 0$  per  $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$  per  $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$  per  $H/D > 0,30$

In tal modo il coefficiente di topografia  $C_t$  si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina  $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello  $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio  $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	22 di 77

Nel caso in esame si hanno i seguenti valori:

H	2.50	m
z	8.30	m
D	4.90	m
h	1.40	m
z/H	3.32	
H/D	0.51	
$\beta$	0.00	
$\gamma$	1.00	
Ct	1.00	

Risulta pertanto  $c_t = 1.00$

Per il sito relativo alla struttura in esame si considera la classe di rugosità del terreno C (tab. 3.3.III):

**Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

In zona 3, con classe di rugosità C, oltre la costa, si ottiene la categoria di esposizione del sito II (figura seguente):

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	23 di 77

Riassumendo:

- classe di rugosità del terreno C;
- categoria di esposizione II:
- $k_r = 0.19$
- $z_0 = 0.05$  m
- $z_{min} = 4.00$  m

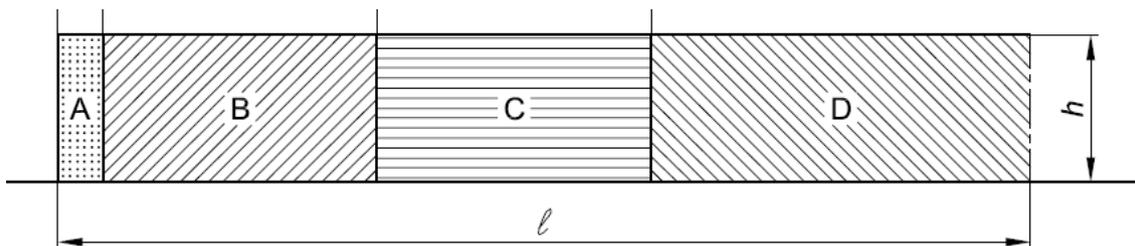
L'azione del vento sulla struttura viene calcolata facendo riferimento all'altezza massima della costruzione rispetto al piano di campagna. Si considera in particolare l'altezza della barriera come distanza tra la base dello zoccolo in cemento armato e la sua sommità, pari a 8.80 m circa. Nel caso peggiore è inoltre presente al di sotto della barriera, un rilevato di altezza massima pari a 1.40 m, pertanto:

$$c_{e,RFI}(z) = c_e(9.70 \text{ m}) = 2.33$$

Il coefficiente dinamico viene cautelativamente assunto unitario:  $c_d = 1.0$ .

Le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario verranno cumulate con quelle del vento.

Per la determinazione del coefficiente di forma  $c_p$  si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'Eurocodice 1. Si assume di ricadere in zona D secondo il seguente schema:



Per la zona D, secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta  $c_{p,net}$  pari a 1.2:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	24 di 77

prospetto 7.9 Valori raccomandati dei coefficienti di pressione  $c_{p,net}$  per pareti libere e parapetti

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e  $h$  si può impiegare l'interpolazione lineare.

La pressione del vento risulta a questo punto:

Grandezza		Valore	
Pressione cinetica di riferimento	$q_b$	0,456	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente dinamico	$C_d$	1,00	
Coefficiente di esposizione	$C_e$	2,33	
Coefficiente di forma	$C_p$	1,20	
Pressione del vento	$P_v$	1,28	[kN/m <sup>2</sup> ]

$$P_v = q_b * C_d * C_e * C_p = 1.28 \text{ kN/m}^2$$

Ricapitolando si ottiene:

Altezza totale	$h_{tot}$	8.95	m
$h_{pan}$	$h_{pan}$	5.00	m
$h_{trave}$	$h_{BM130-BT95}$	3.30	m
$h_{pan} + h_{BM130-BT95}$	$h_{utile}$	8.30	m
$h_{cordolo \text{ c.a}}$	$h_{cord}$	0.65	m

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	25 di 77

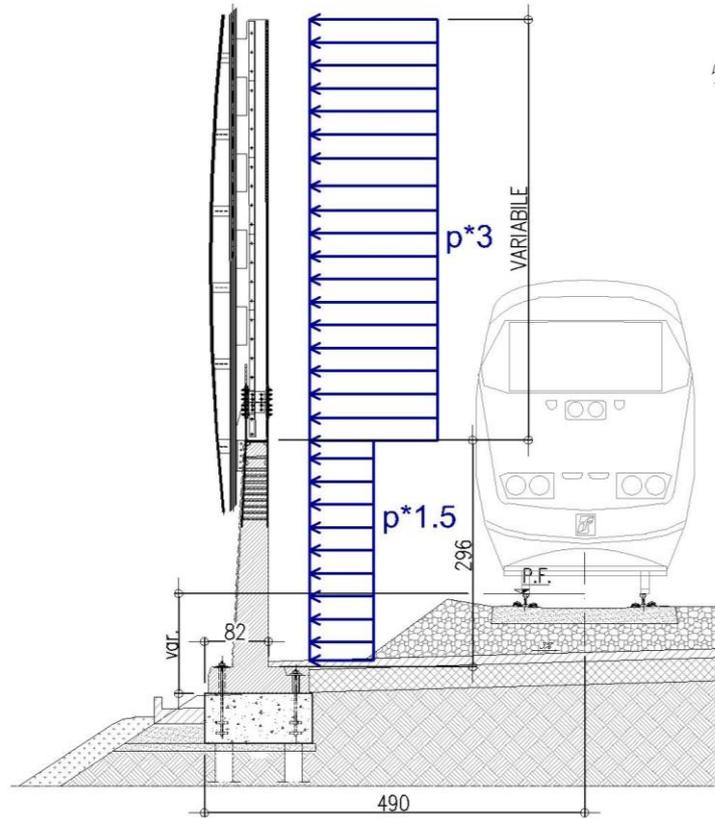


Figura 4 Andamento della pressione del vento con l'altezza della barriera

La predetta pressione ortogonale alla barriera può agire in direzione X sia verso l'interno binario sia verso l'esterno.

#### 6.4 Pressione per effetti aerodinamici del treno

Le azioni aerodinamiche dovute al passaggio dei convogli sono state schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda dei treni ai sensi delle NTC 2018. I valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  sono forniti in funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino. Il valore caratteristico  $q_{1k}$  è relativo ai treni con forme aerodinamiche sfavorevoli. Per convogli di forme aerodinamiche favorevoli tale valore va corretto per mezzo di un fattore  $k_1$  che si assume pari a 0.85 (convogli formati da carrozze di sagoma arrotondata). Per la linea in esame si considera  $k_1 = 1$ .

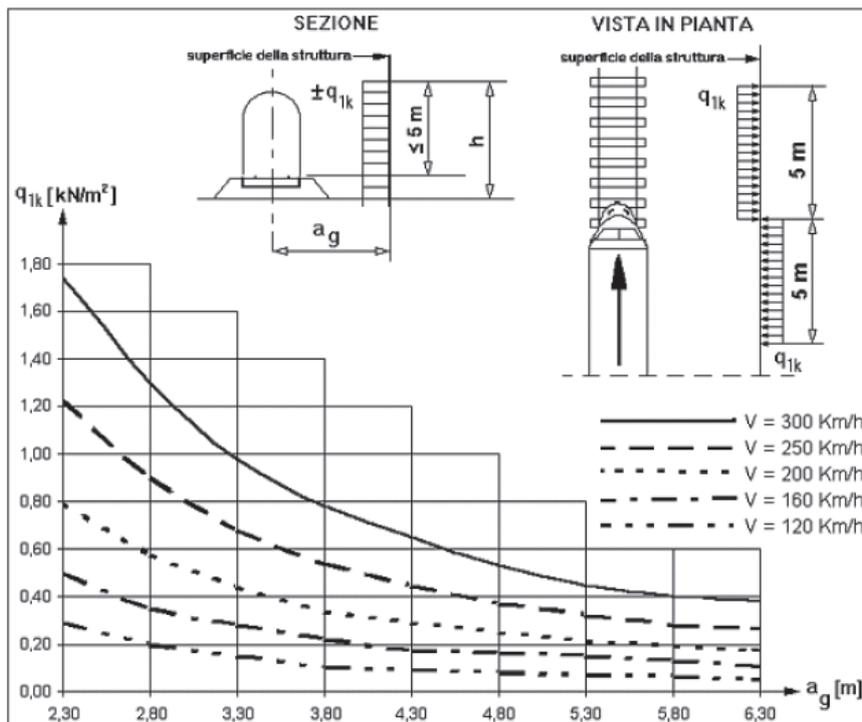


Figura 5 Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici verticali parallele al binario

La distanza fittizia tra la barriera e l'asse del binario è pari ad  $a_g = 4.9 - 0.82 = 4.08$  m. In corrispondenza alla velocità  $V$  massima della linea, pari a 200 km/h, risulta  $q_{1k} = 0.340$  kN/m<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni in altezza, considerata la notevole altezza della barriera sul P.F., ragionando a favore di sicurezza, è stato considerato un pressigramma le cui caratteristiche sono riportate di seguito (vedi Figura 5-5):

- Fino 5 m sul P.F. si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dalle NTC 2018;

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	27 di 77

- da 5 m a 6 m sul P.F. si ipotizza che la pressione diminuisca linearmente fino a raggiungere un valore pari a 60% del valore di Normativa;
- da 6 m fino alla sommità della barriera, si ipotizza che il valore della pressione si mantenga costante pari al 60% del valore di Normativa.

L'andamento delle pressioni in altezza è stato estrapolato da apposite misure di pressione eseguite dal Politecnico di Milano in galleria del vento, su modelli in scala ridotta delle barriere standard HS nell'ambito dello "Studio sul comportamento dinamico della linea area con palificazione di sostegno inserita nelle barriere standard HS".

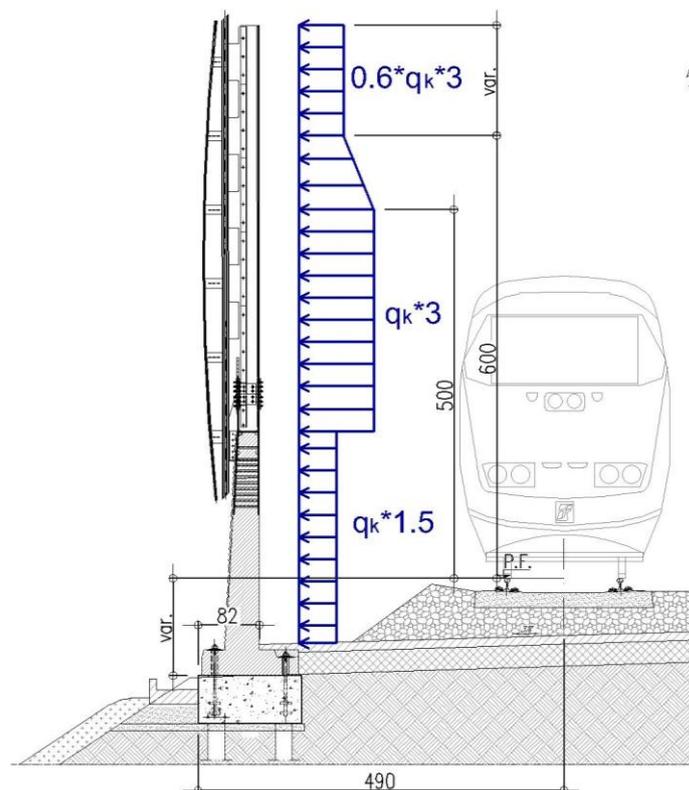


Figura 6-6 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

Dagli studi dinamici eseguiti per le barriere "tipo Firmi" ed in particolare rimandando alla relazione di calcolo "Elab. di progetto n°07/17 - Relazione di calcolo base BM130 – Barriera H10" redatta nell'ambito del progetto RFI DTC ICI AM ST 01 2010" si deduce il coefficiente k di amplificazione. Tale coefficiente è dovuto agli effetti dinamici ed è definito attraverso apposite analisi in funzione del tempo facendo riferimento a time history delle pressioni ricavate sperimentalmente sulla linea ferroviaria A.V. Roma-

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	28 di 77

Napoli ed in accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 “*Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore*”. L’azione elementare sopra descritta è stata amplificata del coefficiente dinamico k:

$$a_g = 4.1 \text{ m} \quad \text{distanza dall'asse del binario piú vicino}$$

Velocità	$q_{1k}$	$k_1$	k	$q_k = k_1 * k * q_{1k}$
km/h	kN/m <sup>2</sup>	-		kN/m <sup>2</sup>
200	0.34	1	2.26	0.768

$q_{1k}$  valori caratteristici dell’azione relativi a superfici parallele al binario

$k_1$  coefficiente riduttivo per treni con forme aerodinamiche favorevoli

$k_1 = 0.85$  per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata

$k_1 = 0.6$  per treni aerodinamici

k coefficiente di amplificazione dinamico

## 6.5 Azione sismica

Per la definizione dell’azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale ( $V_N$ );
- Classe d’uso ( $C_u$ );
- Periodo di Riferimento ( $V_R$ ).

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d’uso III con coefficiente d’uso  $C_u=1,5$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- “Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p><b>Barriere antirumore - Relazione di calcolo</b></p>	<p>COMMESSA IF1W</p>	<p>LOTTO 01 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IM0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 29 di 77</p>

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 112,5$  anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2008), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2008).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un *sottosuolo di categoria C*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica  $T_1$  (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2018:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2018 con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Barriere antirumore - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IM0006 001	REV. A

al punto 7.4.3.1 – NTC2018 si evince che la struttura in esame può essere riconducibile ad un sistema a mensola

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD”B”).

Pertanto, in base al punto 7.3.1 delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come segue:

$$q_0 = 2.$$

Essendo, poi, la struttura REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere  $K_R=1$ .

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è  $q = 2$ .

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri di progetto agli stati limite SLV sono stati determinati facendo riferimento ad un punto intermedio della tratta Bovino di coordinate:

- Longitudine: 15.280293°,
- Latitudine: 41.240983°,

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

Accelerazione di riferimento $a_g/g$	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito $a_{max}/g$
0.272	C	T1	75	III	0.354

Figura 6-7 Azione sismica di riferimento

Figura 6-8 Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_x$	0.273 g
$F_s$	2.435
$T_c$	0.431 s
$S_s$	1.302
$C_c$	1.387
$S_T$	1.000
$q$	2.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.302
$\eta$	0.500
$T_a$	0.199 s
$T_c$	0.597 s
$T_D$	2.691 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_a = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_x / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.355
$T_a$ ←	0.199	0.432
$T_c$ ←	0.597	0.432
	0.697	0.370
	0.796	0.324
	0.896	0.288
	0.996	0.259
	1.096	0.235
	1.195	0.216
	1.295	0.199
	1.395	0.185
	1.494	0.173
	1.594	0.162
	1.694	0.152
	1.793	0.144
	1.893	0.136
	1.993	0.129
	2.093	0.123
	2.192	0.118
	2.292	0.113
	2.392	0.108
	2.491	0.104
	2.591	0.100
$T_D$ ←	2.691	0.096
	2.753	0.092
	2.815	0.088
	2.878	0.084
	2.940	0.080
	3.002	0.077
	3.065	0.074
	3.127	0.071
	3.189	0.068
	3.252	0.066
	3.314	0.063
	3.377	0.061
	3.439	0.059
	3.501	0.057
	3.564	0.055
	3.626	0.055
	3.688	0.055
	3.751	0.055
	3.813	0.055
	3.875	0.055
	3.938	0.055
	4.000	0.055

Il periodo proprio della barriera è ripreso dalla documentazione del progetto del tipologico richiamato in precedenza, da cui si evince che la frequenza propria della barriera tipo H9 vale:

$$f_{1,PB} = 3.83 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/3.83 = 0,261 \text{ s};$$

$$f_{1,PA} = 4.24 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/4.24 = 0,236 \text{ s}.$$

L'accelerazione di progetto per l'azione sismica risulta essere **0.432g** in caso di pannello asciutto e pannello bagnato

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento + sovrappressione del treno, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazioni per lo SLU di fatica
  - Combinazione di base per il carico non ciclico (equivalente alla condizione SLE frequente)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i})$$

- Combinazione ciclica

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}) \right) + Q_{fat}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- A. Azioni Permanenti (G);
- B. Azioni Variabili (Q);
- C. Azioni di Precompressione (P);
- D. Azioni Eccezionali (A);
- E. Azioni Sismiche (E);

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

Barriere antirumore - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	36 di 77

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

COMBINAZIONI STR (App.1-Comb.1)					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLU_1	1.35	1.35	0	1.5	1.5
SLU_2	1.35	0	1.35	-1.5	-1.5
SLU_3	1.35	1.35	0	-1.5	-1.5
SLU_4	1.35	0	1.3	1.5	1.5
SLU_5	1	1	0	1.5	1.5
SLU_6	1	0	1	-1.5	-1.5
SLU_7	1	1	0	-1.5	-1.5
SLU_8	1	0	1	1.5	1.5

Per la verifica a fatica delle barre di armatura e del calcestruzzo l'azione è stata divisa in "azioni cicliche di fatica" e "azioni non cicliche". La combinazione di base per il carico non ciclico (indicata come MIN nelle combinazioni di carico) è equivalente alla combinazione di carico frequente per gli SLE dove le azioni variabili considerate sono le azioni non cicliche (nel caso specifico delle barriere il vento). La combinazione per azioni cicliche di fatica (indicata come MAX nelle combinazioni di carico) è ottenuta sommando alla combinazione base il carico di fatica (sovrappressione dovuta al passaggio del treno). I valori di  $\Delta\sigma$  per le barre di armatura e per il calcestruzzo sono calcolati come differenza tra tensioni dovute alla combinazione di carico ciclico (MAX) e le tensioni dovute alla rispettiva combinazione di base

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	38 di 77

(MIN). Vale a dire che la tensione di fatica nel calcestruzzo e nelle barre di armatura è l'incremento di tensione, rispetto ad una condizione base, dovuta al passaggio del treno.

Di seguito vengono riportate le combinazioni per la condizione di fatica

COMBINAZIONI SLU FATICA MIN					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLU_Fmin_1	1	1	0	0.5	0
SLU_Fmin_2	1	1	0	-0.5	0
SLU_Fmin_3	1	0	1	0.5	0
SLU_Fmin_4	1	0	1	-0.5	0

COMBINAZIONI SLU FATICA MAX					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLU_Fmin_1	1	1	0	0.5	1
SLU_Fmin_2	1	1	0	-0.5	-1
SLU_Fmin_3	1	0	1	0.5	1
SLU_Fmin_4	1	0	1	-0.5	-1

COMBINAZIONI SLE RARE					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLE_R_1	1	1	0	1	1
SLE_R_2	1	1	0	-1	-1
SLE_R_3	1	0	1	1	1
SLE_R_4	1	0	1	-1	-1

COMBINAZIONI SLE FREQUENTI					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLE_F_1	1	1	0	0.5	0.5
SLE_F_2	1	1	0	-0.5	-0.5
SLE_F_3	1	0	1	0.5	0.5
SLE_F_4	1	0	1	-0.5	-0.5

COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTI					
Comb.	DEAD	PB	PA	Vento	Vaerod
SLE_QP_1	1	0	1	0	0
SLE_QP_2	1	1	0	0	0

## 8. MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato realizzato con il software SAP2000 ver 14 ed è stato finalizzato a calcolare le sollecitazioni nelle sezioni di verifica illustrate nel §9.1. Sono stati utilizzati elementi FEM 1D ed i carichi sono stati applicati considerando l'area di influenza del pannello (3m) e del cls (1,5m).

Il modello è stato schematizzato come una mensola vincolata alla base in cui sono state applicate molle reagenti solo a compressione per simulare il contatto della barriera sul calcestruzzo sottostante di ancoraggio. Nei punti di ancoraggi sono stati inseriti dei vincoli cerniera. Le analisi condotte sono di tipo non lineare per tener conto della non linearità attribuita alle molle di base

Si riportano qui di seguito alcune immagini rappresentative del modello di calcolo.



Figure 1 Punti di verifica

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	40 di 77

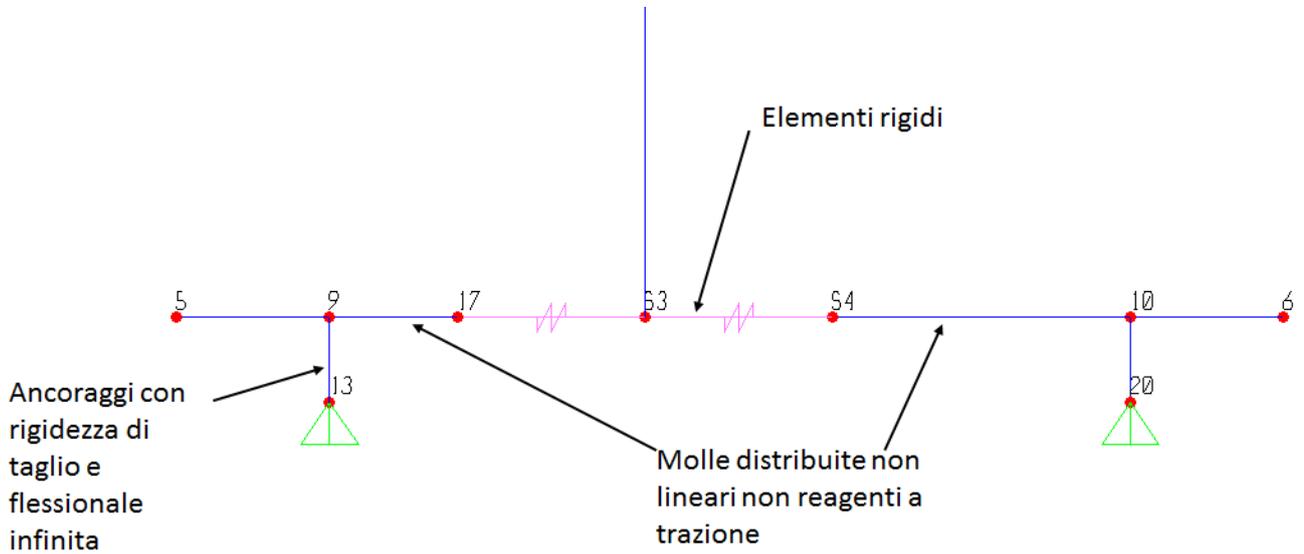


Figure 2 Modellazione condizioni a contorno

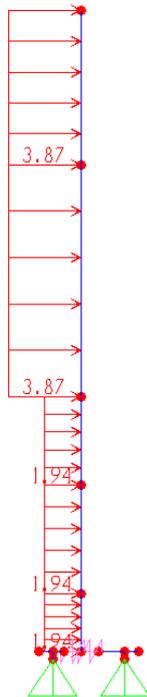


Figure 3 Vento

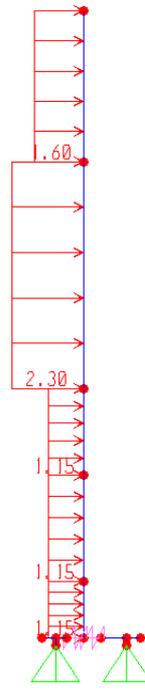


Figure 4 Sovrappressione dinamica

## 9. VERIFICHE STRUTTURALI

### 9.1 Generalità

Le verifiche saranno effettuate considerando 6 sezioni caratteristiche al fine di ottimizzare la disposizione di armatura (vd. Figura 9).

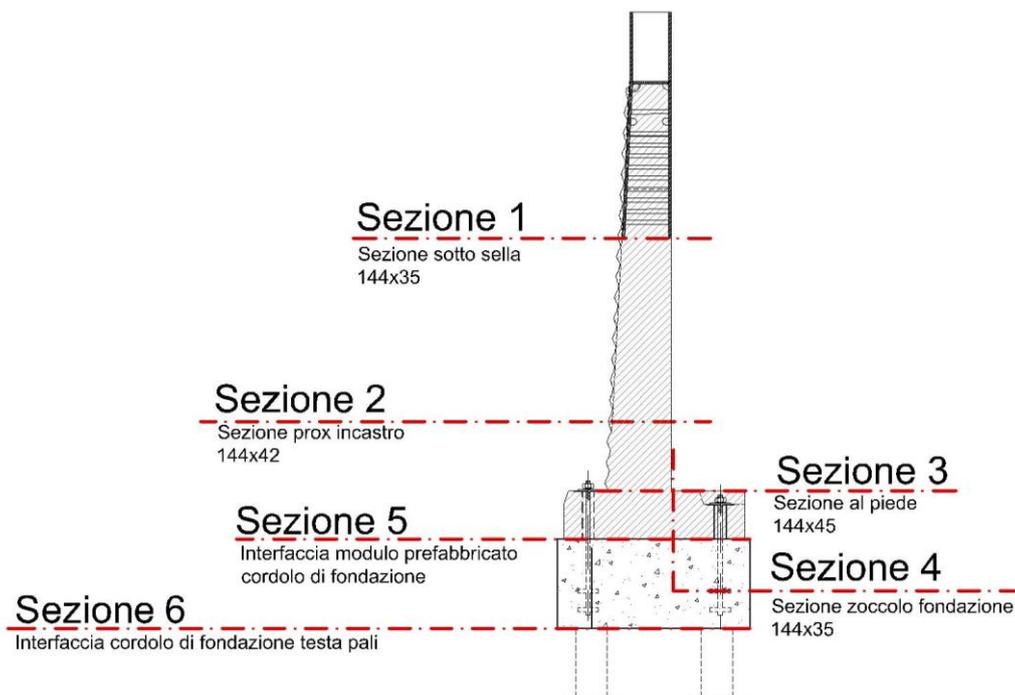


Figura 9 Modulo prefabbricato: sezioni di verifica

Per ciascuna sezione si sono effettuate le verifiche di resistenza, fessurazione e fatica considerando le combinazioni di carico già descritte nel §7.

### 9.2 Ipotesi di verifica

Per la determinazione degli effetti dei carichi per qualunque stato limite si assumono le ipotesi di sezioni interamente reagenti, diagrammi tensioni-deformazioni lineari e valore medio del modulo di elasticità del calcestruzzo, le sollecitazioni, quindi, risultano proporzionali ai carichi, vale il principio di sovrapposizione degli effetti.

La verifica delle sezioni di elementi monodimensionali allo stato limite ultimo in presenza di sforzo normale  $N$  e momento flettente  $M$  sono eseguite tenendo conto delle seguenti ipotesi:

- le sezioni si conservano piane fino a rottura;
- assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- il conglomerato teso a rottura è supposto totalmente fessurato per cui non fornisce alcun contributo alla resistenza;
- per il conglomerato compresso viene assunta una determinata legge tensioni-deformazioni di calcolo con deformazione unitaria massima pari a  $\varepsilon_{cu}$  nel caso in cui l'asse neutro (per flessione e sforzo normale) sia reale, e variabile da  $\varepsilon_{cu}$  a  $\varepsilon_{c0}$  mano a mano che l'asse neutro, esterno alla sezione, tenda all'infinito;
- per l'acciaio è ammessa nel calcolo una deformazione unitaria massima in trazione e compressione pari a  $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$  essendo  $\varepsilon_{uk}$  la deformazione unitaria ultima;
- il diagramma di calcolo  $\sigma$ - $\varepsilon$  si deduce dal diagramma caratteristico con un'affinità parallela alla tangente all'origine nel rapporto  $1/\gamma_s$

## 9.2.1 Verifica agli SLU

### 9.2.1.1 Verifica a pressoflessione deviata

Saranno calcolati i domini ultimi delle sezioni resistenti per ogni sezione in cui risulta una variazione di geometria o di armatura. Le verifiche strutturali saranno soddisfatte se i gruppi di sollecitazioni per le combinazioni di carico più gravose ricadono all'interno dei domini calcolati.

Sono utilizzati i seguenti coefficienti di sicurezza sui materiali:

- $\gamma_c = 1.5$  § 4.1.2.1.1.1 NTC 18;
- $\gamma_s = 1.15$  §4.1.2.1.1.3 NTC 18;

### 9.2.1.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di

plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.3.5):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

### 9.2.2 Verifica agli SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio sono eseguite in accordo alle alla specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A.

Le verifiche di tensione si ritengono soddisfatte se sono verificate le seguenti condizioni:

#### Calcestruzzo

- Combinazione di carico caratteristica (RARA):  $0.6 f_{ck}$
- Combinazione di carico quasi permanente:  $0.40 f_{ck}$

#### Acciaio

- Combinazione di carico caratteristica (RARA):  $0.80 f_{yk}$

Lo stato limite di apertura fessure viene eseguito considerando l'apertura convenzionale delle fessure calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, la verifica si ritiene soddisfatta se  $w_f \leq w_1$ , dove  $w_1 = 0.2$  mm.

Il calcolo delle tensioni e dell'ampiezza delle fessure è eseguito in sezione sempre fessurata.

### 9.2.3 Verifica a fatica

Per le verifiche a fatica si considerano le indicazioni riportate nella specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A “Specifiche per la verifica a fatica dei ponti ferroviari”. La resistenza a fatica è verificata separatamente per l'acciaio e il calcestruzzo. Il calcolo delle tensioni si fonda sull'ipotesi di sezioni fessurate trascurando la resistenza a trazione nel calcestruzzo. Le combinazioni di carico, definite al paragrafo 5.2.1, fanno riferimento alle combinazioni di carico frequenti allo SLE nelle quali l'azione viene divisa in azioni cicliche di fatica e in azioni non cicliche.

Per le barre di armatura si ritiene adeguata la resistenza a fatica se, per le azioni cicliche frequenti combinate con la combinazione di base, si ha:

$$\Delta\sigma_s \leq 70MPa$$

Dove  $\Delta\sigma_s$  è l'intervallo di tensione nell'acciaio di armatura sotto il carico ciclico frequente combinato con l'azione di base.

La verifica del calcestruzzo soggetto a compressione si considera soddisfatta se:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9 \text{ per } f_{ck} \leq 50MPa$$

Dove:

- $\sigma_{c,max}$  è la tensione massima di compressione nella fibra di calcestruzzo sotto la combinazione di base combinata con il carico ciclico frequente;
- $\sigma_{c,min}$  è la tensione minima di compressione nella fibra di calcestruzzo sotto la combinazione di carico frequente, nella stessa fibra in cui si ha  $\sigma_{c,max}$ . Se  $\sigma_{c,min}$  è di trazione si assume nullo;
- $f_{cd,fat}$ .

Le caratteristiche di resistenza ed i limiti di tensione e fessurazione utilizzati nelle verifiche sono riportati nel cap.4.

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	45 di 77

### 9.3 Sezione 1: Sottosella

#### 9.3.1 Geometria

B = 144 cm  
H = 35 cm

Armatura lato interno	14	Φ	18
Armatura lato esterno	14	Φ	18
Staffe	Φ		14 /20

Copriferro	3 cm
Distanza armatura dal bordo	5.3 cm

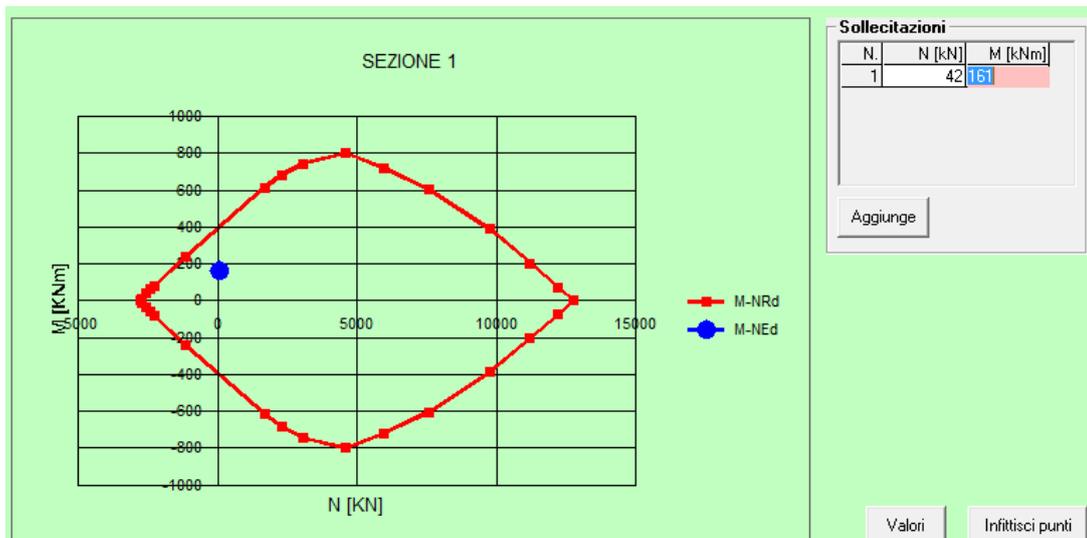
#### 9.3.2 SLU

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per gli SLU

Forze nodali SLU					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S1	SLU_1	-50	93	-161	
S1	SLU_2	50	54	161	
S1	SLU_3	50	93	161	
S1	SLU_4	-50	54	-161	
S1	SLU_5	-50	72	-161	
S1	SLU_6	50	42	161	
S1	SLU_7	50	72	161	
S1	SLU_8	-50	42	-161	

### 9.3.2.1 Pressoflessione

Si riporta qui di seguito il dominio N-M della sezione in oggetto. Come si evince le sollecitazioni più gravose ricadono ampiamente all'interno del dominio pertanto la verifica a pressoflessione si può considerare soddisfatta.



### 9.3.2.2 Taglio

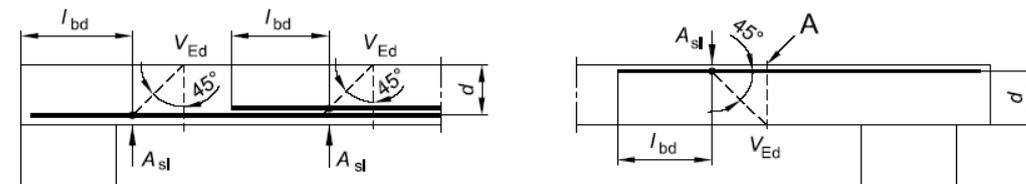
Il massimo taglio agente è di 50kN.

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	50	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.82	[-]
		1.82	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0082467	[-]
		0.0082467	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	288.86	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	219.00	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>288.86</b>	<b>[kN]</b>

### 9.3.3 SLE

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per gli SLE

Forze nodali SLE RARA					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S1	SLE_R_1	33	-72	107	
S1	SLE_R_1	33	-72	107	
S1	SLE_R_2	-33	-72	-107	
S1	SLE_R_2	-33	-72	-107	
S1	SLE_R_3	33	-42	107	
S1	SLE_R_3	33	-42	107	
S1	SLE_R_4	-33	-42	-107	
S1	SLE_R_4	-33	-42	-107	

Forze nodali SLE FREQUENTE					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S1	SLE_F_1	17	-72	54	
S1	SLE_F_2	-17	-72	-54	
S1	SLE_F_3	17	-42	54	
S1	SLE_F_4	-17	-42	-54	

Forze nodali SLE QP					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S1	SLE_QP_1	0	-42	0	
S1	SLE_QP_2	0	-72	0	

#### 9.3.3.1 Limitazione delle tensioni di esercizio

Per le verifiche si considera conservativamente il massimo momento flettente tra i diversi SLE.

Conservativamente per la verifica delle tensioni dell'armatura lo sforzo assiale viene omissso. Inoltre ai fini della compressione del cls, i valori massimi (72kN) possono essere considerati trascurabili a fronte della geometria dell'elemento verificato (144x35cm).

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	48 di 77

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	107.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	350	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	300	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3563	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3563	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	103.22	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	2748499749	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4.02</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>114.91</b>	<b>[MPa]</b>

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	107.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	350	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	300	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3563	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3563	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	103.22	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	2748499749	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	15.75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4.02</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>114.91</b>	<b>[MPa]</b>

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	49 di 77

9.3.3.2 Verifica a fessurazione

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	107 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	103.22 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	114.91 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	82.2593668 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	118453.488 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03008 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5.87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000323 [-] 0.000345 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	271.74 [mm] 271.74 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.0937 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.2 [mm]</b>

9.3.4 **Fatica**

9.3.4.1 Verifica dell'acciaio

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per la verifica a fatica dell'acciaio

Forze nodali FATICA ACCIAIO				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S1	Vaerod	11	0	36

Verifica C.A. S.L.U. - File: H9\_SEZIONE 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : SEZIONE 1

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	35	1	35.63	4
			2	35.63	31

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	42	0	kN
M <sub>xEd</sub>	161	36	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C	C35/45
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 19.83
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.8
	$\tau_{c1}$ 2.257

$\sigma_c$  -1.228 N/mm²  
 $\sigma_s$  36.89 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.1845 ‰  
 d 31 cm  
 x 10.32 x/d 0.333  
 $\delta$  0.8562

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Le tensioni nelle barre di armatura  $\sigma_s=37$  Mpa < 70 Mpa **VERIFICA SODDISFATTA**

#### 9.3.4.2 Verifica del cls

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per la verifica a fatica del CLS.

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

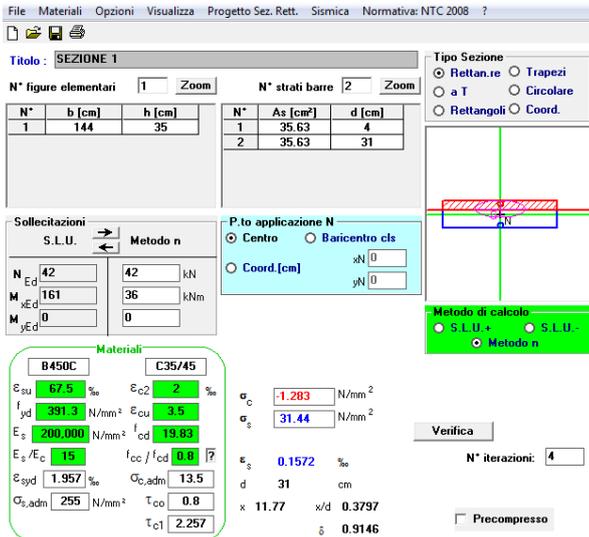
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	51 di 77

**Forze nodali FATICA CLS (MIN)**

Joint	OutputCase	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
S1	SLU_Fmin_1	11	-72	36
S1	SLU_Fmin_2	-11	-72	-36
S1	SLU_Fmin_3	11	-42	36
S1	SLU_Fmin_4	-11	-42	-36

**Forze nodali FATICA CLS (MAX)**

Joint	OutputCase	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
S1	SLU_Fmax_1	22	-72	72
S1	SLU_Fmax_2	-22	-72	-72
S1	SLU_Fmax_3	22	-42	72
S1	SLU_Fmax_4	-22	-42	-72



**SEZIONE 1**

Tipo Sezione:  Rettang.  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	35	1	35.63	4
			2	35.63	31

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 42 kN, M<sub>Ed</sub> 161 kNm

P.to applicazione N: Centro

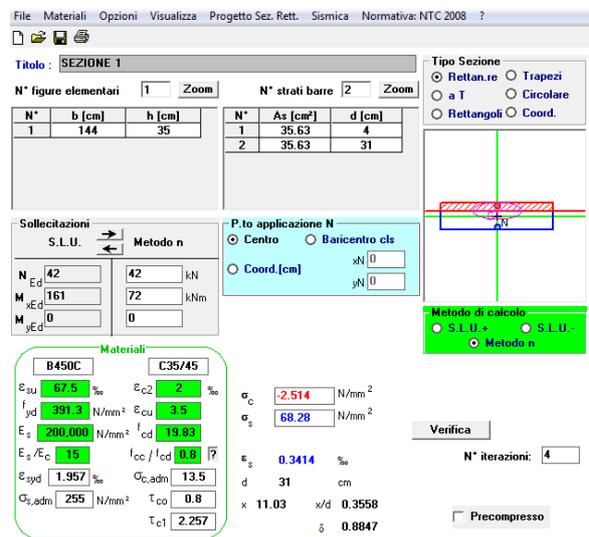
Metodo di calcolo: S.L.U.

Materiali: B450C, C35/45

$\sigma_c = -1.283$  N/mm<sup>2</sup>

N° iterazioni: 4

$\sigma_{cmin} = 1.28$  Mpa



**SEZIONE 1**

Tipo Sezione:  Rettang.  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	35	1	35.63	4
			2	35.63	31

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 42 kN, M<sub>Ed</sub> 72 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.

Materiali: B450C, C35/45

$\sigma_c = 2.514$  N/mm<sup>2</sup>

N° iterazioni: 4

$\sigma_{cmax} = 2.51$  Mpa

$\sigma_{cmax}$	2.51 Mpa	$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9$
$\sigma_{cmin}$	1.28 Mpa	
$f_{cd,fat}$	14.5 Mpa	
		<b>0.17 &lt; 0.54 &lt; 0.9</b>

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	52 di 77

## 9.4 Sezione 2: Vicino incastro al piede

### 9.4.1 Geometria

B = 144 cm  
H = 42 cm

Armatura lato interno	21	Φ	18
Armatura lato esterno	21	Φ	18
Staffe	Φ		14 /20

Copriferro	3 cm
Distanza armatura dal bordo	5.3 cm

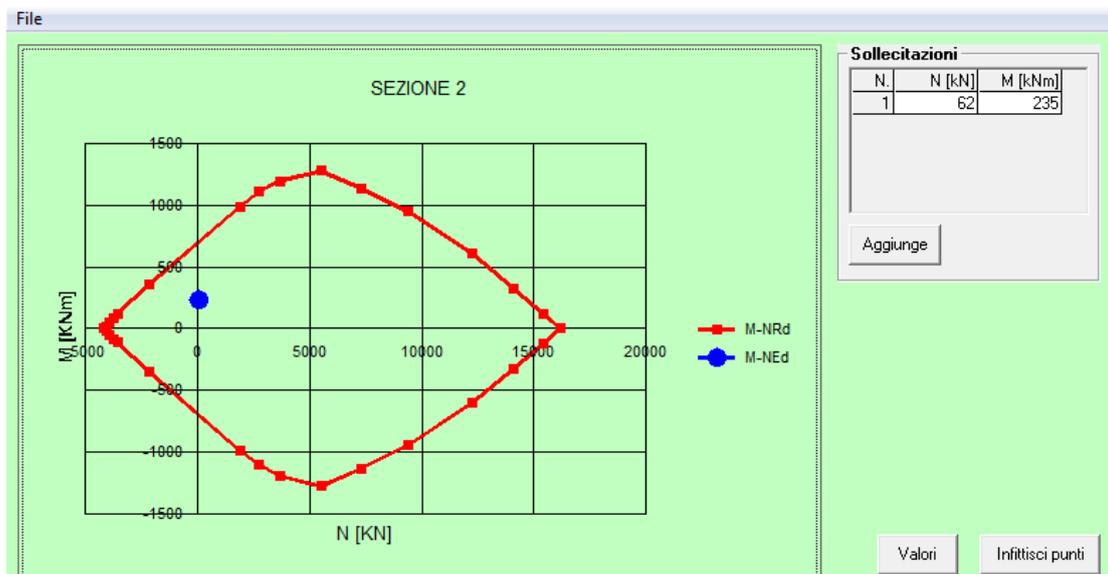
### 9.4.2 SLU

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S2 per gli SLU

Forze nodali SLU					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S2	SLU_1	-56	119	-235	
S2	SLU_2	56	80	235	
S2	SLU_3	56	119	235	
S2	SLU_4	-56	80	-235	
S2	SLU_5	-56	92	-235	
S2	SLU_6	56	62	235	
S2	SLU_7	56	92	235	
S2	SLU_8	-56	62	-235	

#### 9.4.2.1 Pressoflessione

Si riporta qui di seguito il dominio N-M della sezione in oggetto. Come si evince le sollecitazioni più gravose ricadono ampiamente all'interno del dominio pertanto la verifica a pressoflessione si può considerare soddisfatta.



**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	54 di 77

9.4.2.2 Taglio

Il massimo taglio agente è di 56kN.

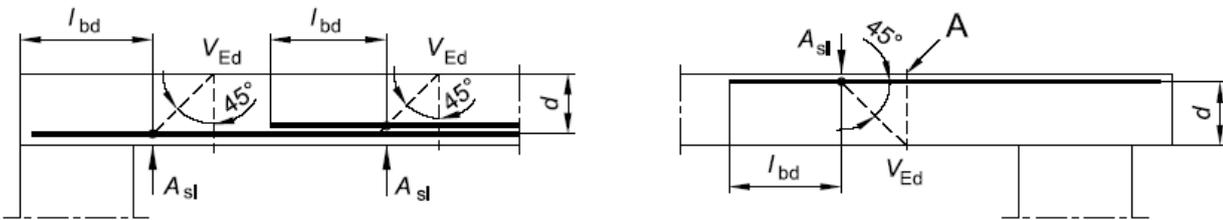
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	56	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.74	[-]
		1.74	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0100297	[-]
		0.0100297	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	363.26	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	252.17	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>363.26</b>	<b>[kN]</b>

**9.4.3 SLE**

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S2 per gli SLE

Forze nodali SLE RARA				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S2	SLE_R_1	-37	92	-157
S2	SLE_R_2	37	92	157
S2	SLE_R_3	-37	62	-157
S2	SLE_R_4	37	62	157

**Forze nodali SLE FREQUENTE**

Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S2	SLE_F_1	-19	92	-78
S2	SLE_F_2	19	92	78
S2	SLE_F_3	-19	62	-78
S2	SLE_F_4	19	62	78

**Forze nodali SLE QP**

Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S2	SLE_QP_1	0	62	0
S2	SLE_QP_2	0	92	0

9.4.3.1 Limitazione delle tensioni di esercizio

Per le verifiche si considera conservativamente il massimo momento flettente tra i diversi SLE.

Conservativamente per la verifica delle tensioni dell'armatura lo sforzo assiale viene omissso. Inoltre ai fini della compressione del cls, i valori massimi (92KN) possono essere considerati trascurabili a fronte della geometria dell'elemento verificato (144x42cm).

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	157.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	420 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440 [mm]
Copriferro	$d'$	50 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$	370 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5344 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5344 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	131.88 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	6183415929 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.35 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>90.69 [MPa]</b>

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	56 di 77

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	157.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	420	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	370	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	131.88	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	6183415929	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15.75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.35</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>90.69</b>	<b>[MPa]</b>

9.4.3.2 Verifica a fessurazione

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q.p.}</math></b>	<b>157</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	131.88	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	90.69	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	96.0387005	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	138295.729	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03864	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5.87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000250	[-]
		0.000272	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	18.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5	[-]
	$k_3$	3.4	[-]
	$k_4$	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	249.19	[mm]
		249.19	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.0678</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.2</b>	<b>[mm]</b>

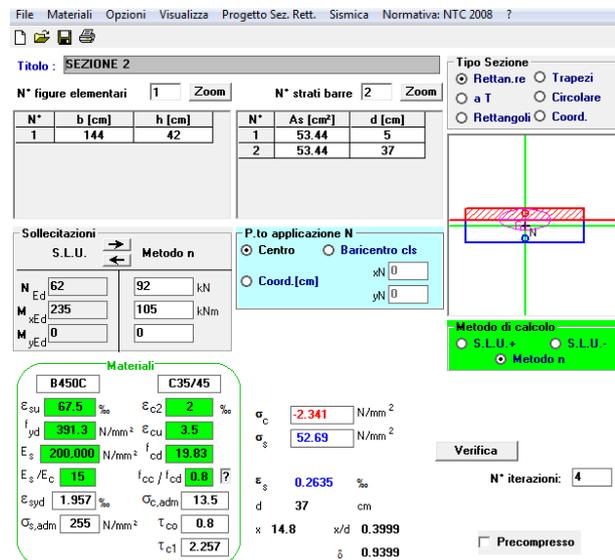
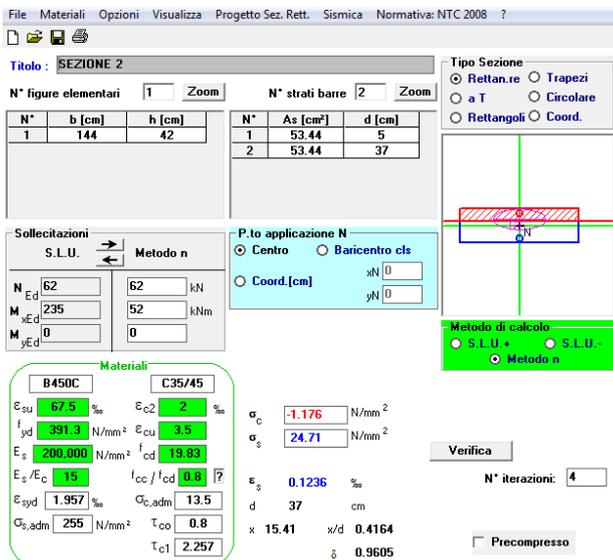


#### 9.4.4.2 Verifica del cls

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S2 per la verifica a fatica del CLS.

Forze nodali FATICA CLS (MIN)					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S2	SLU_Fmin_1	-12	92	-52	
S2	SLU_Fmin_2	12	92	52	
S2	SLU_Fmin_3	-12	62	-52	
S2	SLU_Fmin_4	12	62	52	

Forze nodali FATICA CLS (MAX)					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S2	SLU_Fmax_1	-25	92	-105	
S2	SLU_Fmax_2	25	92	105	
S2	SLU_Fmax_3	-25	62	-105	
S2	SLU_Fmax_4	25	62	105	



$\sigma_{cmin} = 1.18 \text{ Mpa}$

$\sigma_{cmax} = 2.34 \text{ Mpa}$

$\sigma_{cmax}$	2.34 Mpa	$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9$
$\sigma_{cmin}$	1.18 Mpa	
$f_{cd,fat}$	14.5 Mpa	
		<b>0.16 &lt; 0.54 &lt; 0.9</b>

## 9.5 Sezione 3: Incastro al piede

### 9.5.1 Geometria

B = 144 cm  
H = 45 cm

Armatura lato interno	21	Φ	18
Armatura lato esterno	21	Φ	18
Staffe	Φ		14 / 20

Copriferro	3 cm
Distanza armatura dal bordo	5.3 cm

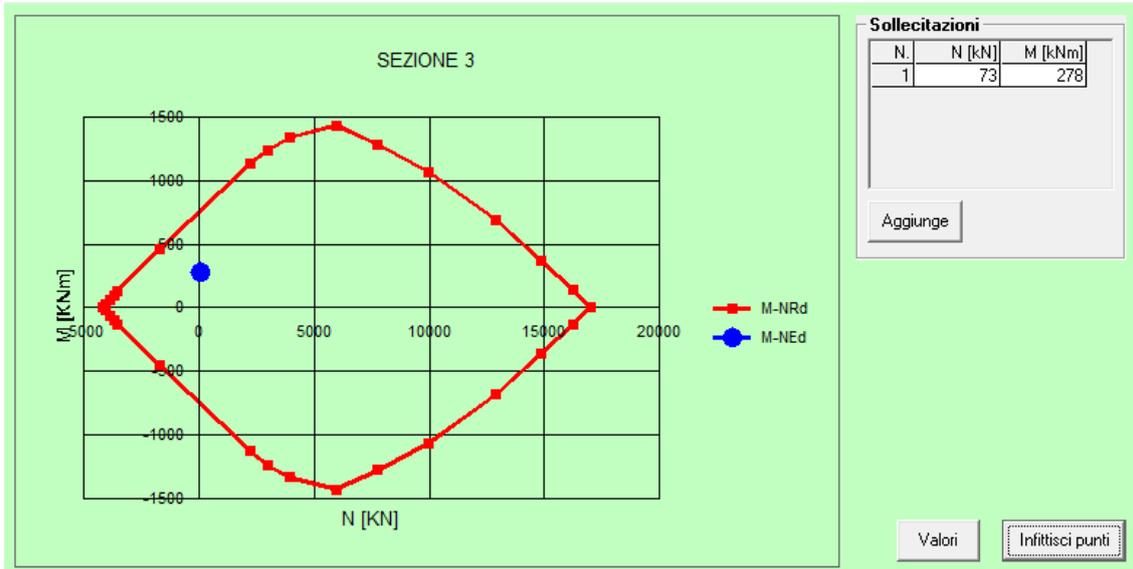
### 9.5.2 SLU

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S3 per gli SLU

Forze nodali SLU					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S3	SLU_1	-59	134	-278	
S3	SLU_2	59	95	278	
S3	SLU_3	59	134	278	
S3	SLU_4	-59	95	-278	
S3	SLU_5	-59	103	-278	
S3	SLU_6	59	73	278	
S3	SLU_7	59	103	278	
S3	SLU_8	-59	73	-278	

#### 9.5.2.1 Pressoflessione

Si riporta qui di seguito il dominio N-M della sezione in oggetto. Come si evince le sollecitazioni più gravose ricadono ampiamente all'interno del dominio pertanto la verifica a pressoflessione si può considerare soddisfatta.



### 9.5.2.2 Taglio

Il massimo taglio agente è di 59kN.

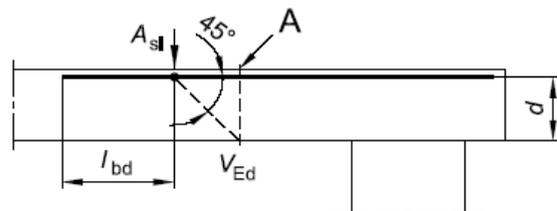
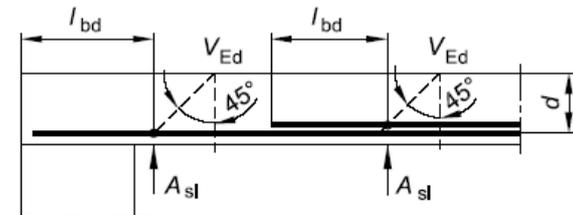
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	60	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.71	[-]
		1.71	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0092775	[-]
		0.0092775	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	376.44	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	266.02	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>376.44</b>	<b>[kN]</b>

### 9.5.3 SLE

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S3 per gli SLE

Forze nodali SLE RARA				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S3	SLE_R_1	-40	103	-186
S3	SLE_R_2	40	103	186
S3	SLE_R_3	-40	73	-186
S3	SLE_R_4	40	73	186

Forze nodali SLE FREQUENTE				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S3	SLE_F_1	-20	103	-93
S3	SLE_F_2	20	103	93
S3	SLE_F_3	-20	73	-93
S3	SLE_F_4	20	73	93

Forze nodali SLE QP				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S3	SLE_QP_1	0	73	0
S3	SLE_QP_2	0	103	0

#### 9.5.3.1 Limitazione delle tensioni di esercizio

Per le verifiche si considera conservativamente il massimo momento flettente tra i diversi SLE.

Conservativamente per la verifica delle tensioni dell'armatura lo sforzo assiale viene omesso. Inoltre ai fini della compressione del cls, i valori massimi (103KN) possono essere considerati trascurabili a fronte della geometria dell'elemento verificato (144x45cm).

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	62 di 77

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	190.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	450	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	400	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	138.66	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	7384409729	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.57</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>100.87</b>	<b>[MPa]</b>

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	190.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	450	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1440	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	400	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	5344	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	138.66	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	7384409729	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	15.75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.57</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>100.87</b>	<b>[MPa]</b>

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	63 di 77

9.5.3.2 Verifica a fessurazione

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q.p.}</math></b>	<b>190</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	138.66 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	100.87 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	103.781398 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	149445.213 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03576 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5.87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000287 [-] 0.000303 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	255.58 [mm] 255.58 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.0773</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.2</b> [mm]

**9.5.4 Fatica**

9.5.4.1 Verifica dell'acciaio

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per la verifica a fatica dell'acciaio

Forze nodali FATICA ACCIAIO				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S3	Vaerod	-14	0	-63

Verifica C.A. S.L.U. - File: H9\_SEZIONE 3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : SEZIONE 3

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	144	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.44	5
2	53.44	40

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	73	0	kN
M <sub>xEd</sub>	278	63	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

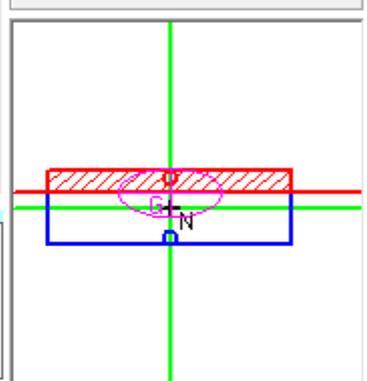
B450C	C35/45
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 19.83
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.8
	$\tau_{c1}$ 2.257

$\sigma_c$  -1.183 N/mm²  
 $\sigma_s$  33.44 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.1672 ‰  
d 40 cm  
x 13.87 x/d 0.3466  
 $\delta$  0.8733

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso



Le tensioni nelle barre di armatura  $\sigma_s=34$  Mpa < 70 Mpa **VERIFICA SODDISFATTA**

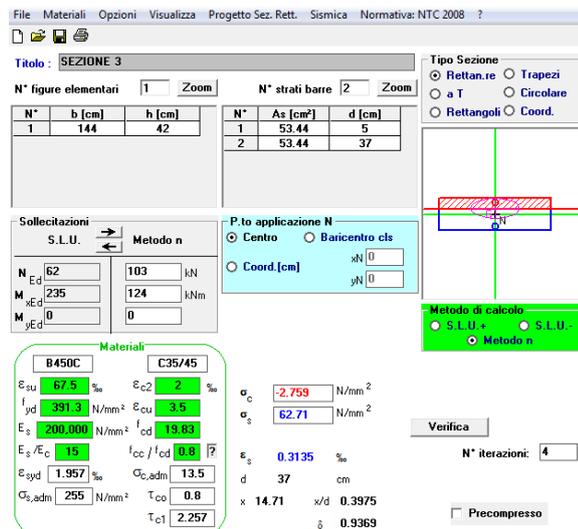
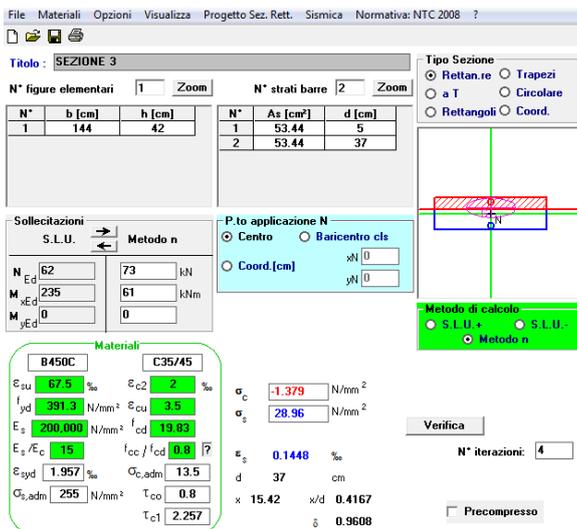
### 9.5.4.2 Verifica del cls

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S1 per la verifica a fatica del CLS.

Forze nodali FATICA CLS (MIN)					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S3	SLU_Fmin_1	-13	103	-61	
S3	SLU_Fmin_2	13	103	61	
S3	SLU_Fmin_3	-13	73	-61	
S3	SLU_Fmin_4	13	73	61	

Forze nodali FATICA CLS (MAX)					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S3	SLU_Fmax_1	-27	103	-124	
S3	SLU_Fmax_2	27	103	124	
S3	SLU_Fmax_3	-27	73	-124	
S3	SLU_Fmax_4	27	73	124	



$$\sigma_{cmin} = 1.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cmax} = 2.76 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{cmax}$	2.76 Mpa	$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9$
$\sigma_{cmin}$	1.38 Mpa	
$f_{cd,fat}$	14.5 Mpa	
		$0.19 < 0.54 < 0.9$

## 9.6 Sezione 4: Incastro zoccolo di base

### 9.6.1 Geometria

B = 144 cm

H = 35 cm

14  $\Phi$  18 superiori

14  $\Phi$  18 inferiori

Staffe  $\Phi$  14/15

Copriferro c = 3.5 cm

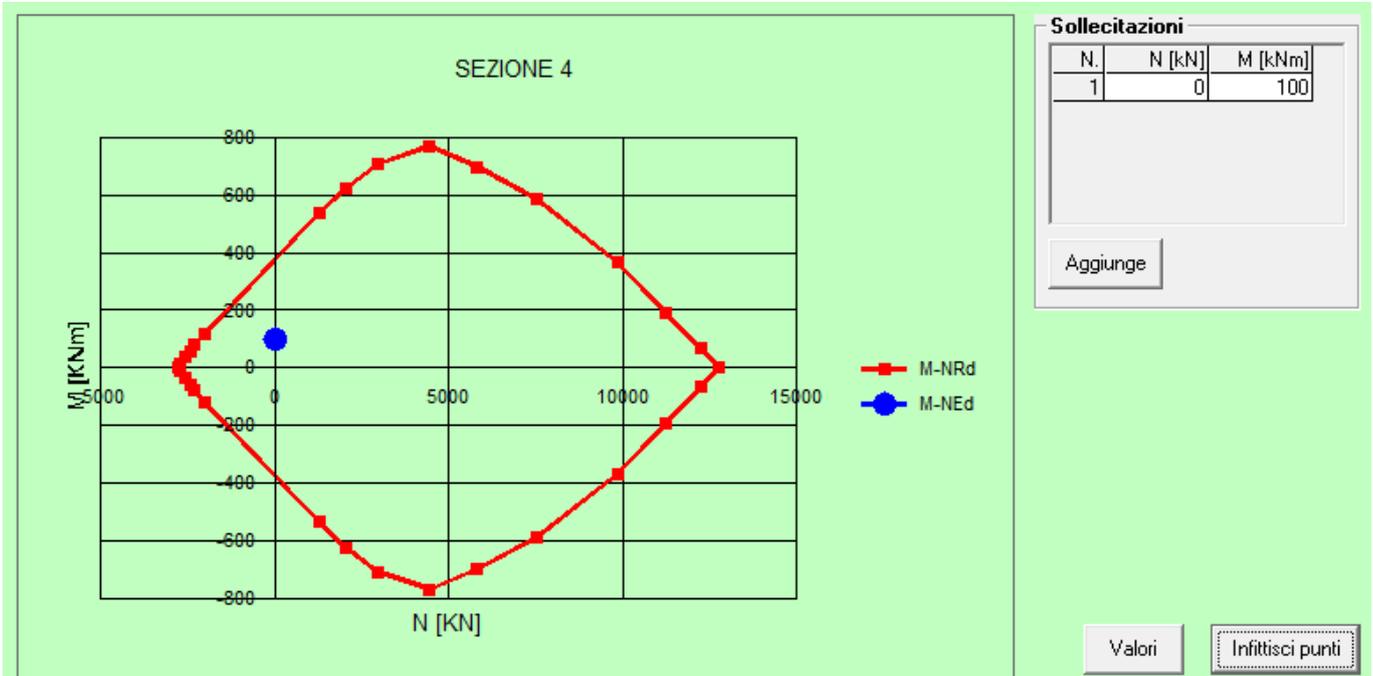
### 9.6.2 SLU

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S4 per gli SLU

Forze nodali SLU				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S4	SLU_1	-309	219	100
S4	SLU_2	220	-51	-71
S4	SLU_3	208	-46	-68
S4	SLU_4	-324	226	100
S4	SLU_5	-328	226	100
S4	SLU_6	227	-55	-73
S4	SLU_7	217	-50	-71
S4	SLU_8	-319	231	100

#### 9.6.2.1 Pressoflessione

Si riporta qui di seguito il dominio N-M della sezione in oggetto. Come si evince le sollecitazioni più gravose ricadono ampiamente all'interno del dominio pertanto la verifica a pressoflessione si può considerare soddisfatta.



### 9.6.2.2 Taglio

Il massimo taglio agente è di 328kN.

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	14	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	4	[-]
Passo delle staffe	$s$	150	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	616	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	$z$	270	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1.00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>433.70</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9.92	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>1927.80</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3284.40	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>433.70</b>	<b>[kN]</b>

Verranno disposte staffe  $\phi 14/150$  a 4 braccia.

### 9.6.3 SLE

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S4 per gli SLE

Forze nodali SLE RARA					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S4	SLE_R_1	-249	143	67	
S4	SLE_R_2	135	-29	-44	
S4	SLE_R_3	-229	149	67	
S4	SLE_R_4	144	-33	-47	

Forze nodali SLE FREQUENTE					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S4	SLE_F_1	-163	60	31	
S4	SLE_F_2	57	-13	-18	
S4	SLE_F_3	-140	66	32	
S4	SLE_F_4	63	-14	-20	

Forze nodali SLE QP					
Joint	OutputCase	T	N	M	
		(kN)	(kN)	(kNm)	
S4	SLE_QP_1	0.11500	0.00054	-0.00035	
S4	SLE_QP_2	0.11500	0.00054	-0.00035	

#### 9.6.3.1 Limitazione delle tensioni di esercizio

Per le verifiche si considera conservativamente il massimo momento flettente tra i diversi SLE.

Conservativamente per la verifica delle tensioni dell'armatura lo sforzo assiale viene omissso. Inoltre ai fini della compressione del cls, i valori massimi (149KN) possono essere considerati trascurabili a fronte della geometria dell'elemento verificato (144x35cm).

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	69 di 77

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	67.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	350 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1440 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	300 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3563 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3563 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	103.22 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2748499749 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>2.52 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>71.95 [MPa]</b>

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	67.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	350 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1440 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	300 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3563 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3563 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	103.22 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2748499749 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15.75 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>2.52 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>71.95 [MPa]</b>

## 9.6.4 Fatica

### 9.6.4.1 Verifica dell'acciaio

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S4 per la verifica a fatica dell'acciaio

Forze nodali FATICA ACCIAIO				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S4	Vaerod	-62	55	22

Verifica C.A. S.L.U. - File: H9\_SEZIONE 4

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: SEZIONE 4

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	144	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	35.63	5
2	35.63	30

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	100	22	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali:

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$  -0.8262 N/mm²  
 $\sigma_s$  23.62 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.1181 ‰  
d 30 cm  
x 10.32 x/d 0.3441  
 $\delta$  0.8701

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

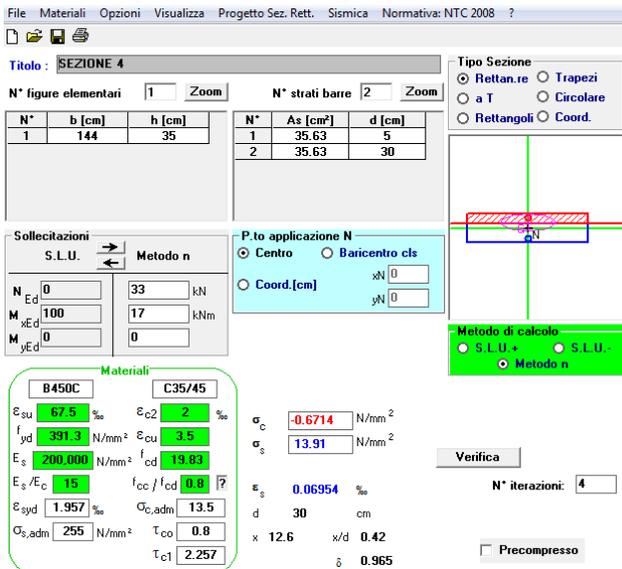
Le tensioni nelle barre di armatura  $\sigma_s=24 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$  **VERIFICA SODDISFATTA**

### 9.6.4.2 Verifica del cls

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza della sezione S4 per la verifica a fatica del CLS.

Forze nodali FATICA CLS (MIN)				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S4	SLU_Fmin_1	-95	33	17
S4	SLU_Fmin_2	33	-8	-10
S4	SLU_Fmin_3	-111	38	20
S4	SLU_Fmin_4	38	-9	-12

Forze nodali FATICA CLS (MAX)				
Joint	OutputCase	T	N	M
		(kN)	(kN)	(kNm)
S4	SLU_Fmax_1	-191	88	43
S4	SLU_Fmax_2	82	-18	-27
S4	SLU_Fmax_3	-170	94	44
S4	SLU_Fmax_4	90	-20	-29



**SEZIONE 4**

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

N° figure elementari: 1, N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	35	1	35.63	5
			2	35.63	30

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0, M<sub>Ed</sub>: 100, N<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro, Baricentro cls, Coord. [cm]

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U., Metodo n

Materiali: B450C, C35/45

σ<sub>c</sub>: -0.6714 N/mm², σ<sub>s</sub>: 13.91 N/mm²

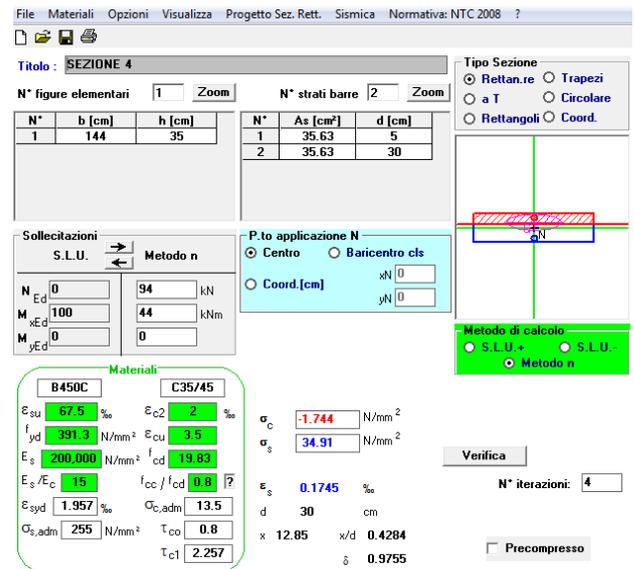
ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰, ε<sub>c2</sub>: 2 ‰, ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰, E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm², f<sub>cd</sub>: 19.83

ε<sub>s</sub>: 0.06954 ‰, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8

σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm², τ<sub>co</sub>: 0.8, τ<sub>c1</sub>: 2.257

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso:



**SEZIONE 4**

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

N° figure elementari: 1, N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	35	1	35.63	5
			2	35.63	30

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0, M<sub>Ed</sub>: 100, N<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro, Baricentro cls, Coord. [cm]

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U., Metodo n

Materiali: B450C, C35/45

σ<sub>c</sub>: -1.744 N/mm², σ<sub>s</sub>: 34.91 N/mm²

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰, ε<sub>c2</sub>: 2 ‰, ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰, E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm², f<sub>cd</sub>: 19.83

ε<sub>s</sub>: 0.1745 ‰, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8

σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm², τ<sub>co</sub>: 0.8, τ<sub>c1</sub>: 2.257

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso:

$\sigma_{cmin} = 0.67 \text{ Mpa}$

$\sigma_{cmax} = 1.74 \text{ Mpa}$

σ <sub>cmax</sub>	1.74 Mpa	$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9$
σ <sub>cmin</sub>	0.67 Mpa	
f <sub>cd.fat</sub>	14.5 Mpa	
		<b>0.12 &lt; 0.52 &lt; 0.9</b>

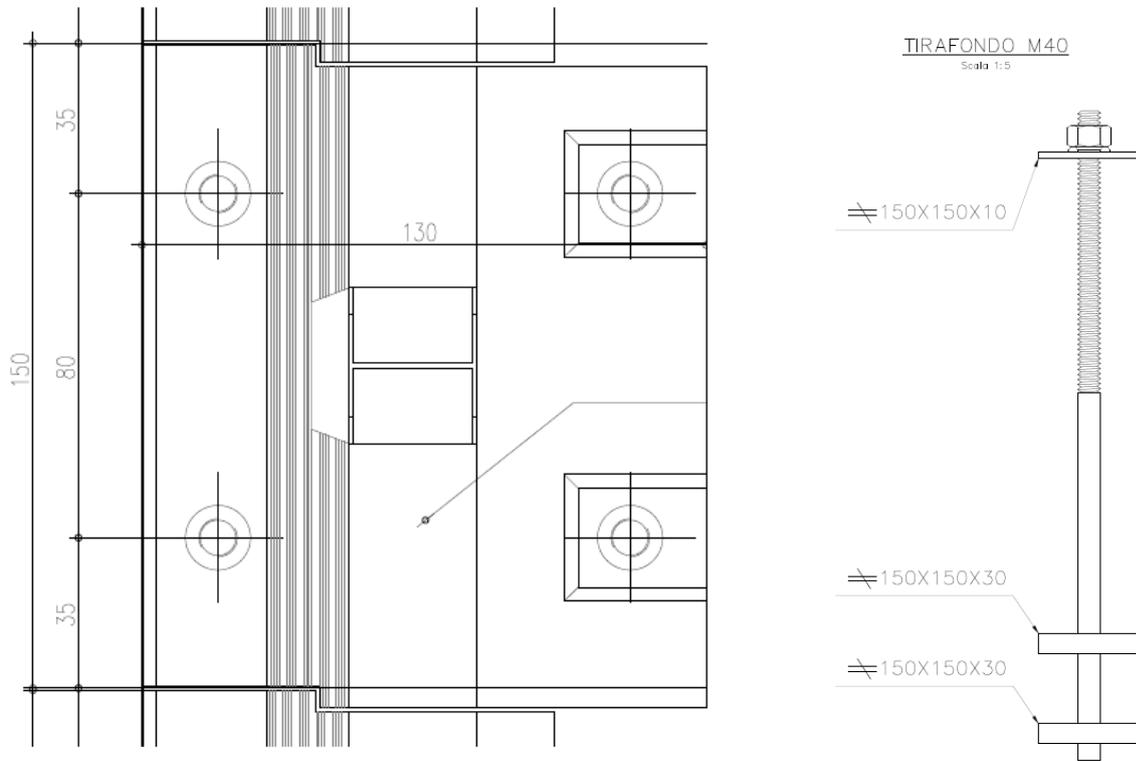
**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	72 di 77

## 9.7 Tirafondi

### 9.7.1 Geometria

La barriera è ancorata alla fondazione attraverso 4 tirafondi M40 come indicato nella figura seguente



### 9.7.2 Verifica di resistenza

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni in corrispondenza dei tirafondi intese come risultanti sul lato interno e lato esterno della barriera.

Forze SLU sul singolo tirafondi		
Joint	OutputCase	N
(kN)		
13	SLU_1	-110
13	SLU_2	0
13	SLU_3	0
13	SLU_4	-117
13	SLU_5	-116
13	SLU_6	0
13	SLU_7	0
13	SLU_8	-121
20	SLU_1	0
20	SLU_2	-106
20	SLU_3	-100
20	SLU_4	0
20	SLU_5	0
20	SLU_6	-110
20	SLU_7	-105
20	SLU_8	0

#### 9.7.2.1 Verifica a trazione dei tirafondi

Gli sforzi di trazione  $T_{sd}$  agenti sui tirafondi devono essere tali che:

$$T_{sd} \leq f_{yd} \cdot A_n$$

Dove  $A_n$  è l'area netta del tirafondo, che corrisponde a circa il 75% dell'area lorda, e  $f_{yd}$  a snervamento di progetto dell'acciaio. Le forze di taglio risultano irrilevanti pertanto la verifica dei tirafondi è estesa solo alla componente di trazione

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	74 di 77

**Caratteristiche tirafondi**

$$\begin{aligned}\Phi &= 40 \text{ mm} \\ A &= 1256.64 \text{ mm}^2 \\ A_n = 0.75 \cdot A &= 942.48 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

**Resistenza a trazione del tirafondo**

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s &= 1.05 \\ f_{yk} / \gamma_s \cdot A_n &= 246839 \text{ N} = 247 \text{ kN}\end{aligned}$$

La massima forza di trazione  $T_{sd}$  è 121 kN < 247 kN VERIFICA SODDISFATTA

**9.7.2.2 Verifica di aderenza dei tirafondi**

Si considera che lo sforzo di trazione agente sui tirafondi sia assorbito per contatto attraverso le piastre, si trascura, in favore di sicurezza, lo sforzo trasferito lungo la superficie laterale del tirafondo.

La forza che le piastre possono trasmettere al calcestruzzo è pari alla resistenza a compressione del calcestruzzo stesso moltiplicata per l'area della superficie di contatto:

**Dimensioni della piastra del tirafondo**

$$\begin{aligned}a &= 150 \text{ mm} \\ b &= 150 \text{ mm} \\ s &= 30 \text{ mm} \\ n &= 2 \text{ numero di piastre} \\ f_{cd} &= 15.87 \text{ N/mm}^2 \\ T_d = f_{cd} (a \cdot b \cdot A) &= 674122.72 \text{ N} = 674.12 \text{ kN} \\ T_{sd} &< T_d \quad \text{ok}\end{aligned}$$

**9.7.2.3 Verifica per taglio-trazione del calcestruzzo**

Si considera che la verifica può avvenire a trazione secondo una superficie inclinata a 45° a partire dalle piastre. La resistenza calcolata corrisponde alla superficie di tronco di piramide di altezza pari alla distanza tra la piastra più vicina all'estradosso del cordolo e l'estradosso del cordolo stesso ( $h_1$ ).

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	75 di 77

$$h_1 = 360 \text{ mm}$$

$$P_1 = 870 \text{ mm}$$

$$S_{lat} = 264600 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2$$

$$T_d = 0.5f_{ctd}S_{lat} = 341578 \text{ N} = 341.58 \text{ kN}$$

$$T_{sd} < T_d \quad \text{ok}$$

### 9.7.3 Verifica a fatica

La verifica a fatica dei tirafondi è stata eseguita in accordo con le specifiche RFI DTC INC PO SP IFS 003 A, la verifica viene eseguita a vita illimitata controllando che:

$$\Delta\sigma_{max} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_d$$

Dove:

- $\Delta\sigma_{max}$  è il valore di progetto della massima escursione di tensione normale;
- $\Delta\sigma_d$  è il limite di fatica ad ampiezza costante, che corrisponde a  $N = 5 \cdot 10^6$  cicli, in particolare  $\Delta\sigma_d = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c$  dove  $\Delta\sigma_c$  è la classe di resistenza del dettaglio considerato;
- $\gamma_{Mf}$  è il coefficiente parziale

Il dettaglio costruttivo utilizzato per le verifiche è di barra filettata soggetta a trazione, classe di resistenza 50 N/mm<sup>2</sup>.

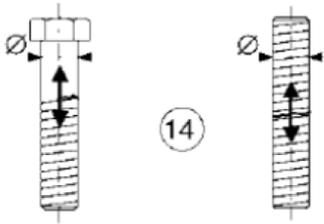
50		<p>14) Bulloni e barre filettate e soggetti a trazione. Per bulloni di diametro <math>\phi &gt; 30</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (30/\phi)^{0.25}$	<p><math>\Delta\sigma</math> riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i <math>\Delta\sigma</math> possono essere ridotti.</p>
----	-------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figura 9-10 – Dettaglio costruttivo considerato per le verifiche

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 001	A	76 di 77

Il coefficiente parziale è scelto della sensibilità della struttura alla rottura a fatica e alle conseguenze di tale rottura come mostrato nella figura seguente. Occorre considerare, inoltre, una riduzione della tensione di resistenza massima per i tirafondi di diametro superiore a 30 mm:

$$\Delta\sigma_{\max} = \frac{\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max}}{k_s} \leq \Delta\sigma_d$$

$$\text{con } k_s = \left(\frac{30}{\phi}\right)^{0.25}$$

Criteri di valutazione della resistenza a fatica	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Figura 9-11 - Coefficienti parziali  $\gamma_{Mf}$  per verifica a fatica

Classe del dettaglio

50

$\Delta\sigma_c =$

50 N/mm<sup>2</sup>

$$\Delta\sigma_{\max} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_d = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c$$

**Verifica a vita illimitata**

$$\Delta\sigma_d = 36.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

$$\Phi = 40 \text{ mm}$$

$$\text{per } \Phi > 40, k_s = (30/\Phi)^{0.25} = 0.931$$

$$\Delta\sigma_{amm} = \frac{\Delta\sigma_d \cdot k_s}{\gamma_{Mf}} = 29.82 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano qui di seguito le forze di trazione per la condizione ciclica del singolo tirafondo

TABLE: Joint Reactions		
Joint	OutputCase	N
Text	Text	KN
13	SLU_Fmin_1	-30
13	SLU_Fmin_2	0
13	SLU_Fmin_3	-35
13	SLU_Fmin_4	0
20	SLU_Fmin_1	0
20	SLU_Fmin_2	-26
20	SLU_Fmin_3	0
20	SLU_Fmin_4	-31

TABLE: Joint Reactions		
Joint	OutputCase	N
Text	Text	KN
13	SLU_Fmax_1	-84
13	SLU_Fmax_2	0
13	SLU_Fmax_3	-90
13	SLU_Fmax_4	0
20	SLU_Fmax_1	0
20	SLU_Fmax_2	-76
20	SLU_Fmax_3	0
20	SLU_Fmax_4	-84

DIFFERENZA SUL SINGOLO TIRAFONDO	
N	
KN	
	-27
	0
	-27
	0
	0
	-25
	0
	-26

An (area netta tirafondo) 942.48mm<sup>2</sup>

La tensione sul tirafondo è  $27000/942.48 = 28 \text{ Mpa} < 29.8 \text{ Mpa}$  VERIFICA SODDISFATTA