

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT
BARRIERE ANTIRUMORE NUOVA INTERCONNESSIONE LINEA STORICA
DA PK 106+689 A PK 113+687.220**

**Fondazioni B.A. Opere di scavalco AREA 9 – sottovia Via Giuseppe Verdi -
Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	B A V C 0 0	0 1 4	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A.Mancarella 	27/07/16	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:

File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00

CUP: F81H9200000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00</p>	<p>Foglio 3 di 40</p>

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO		6
2.1. Normativa tecnica vigente		6
3. METODO DI CALCOLO.....		8
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....		8
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture.....		8
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato		9
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO		10
6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO		10
7. MODELLAZIONE		11
8. ANALISI DEI CARICHI.....		12
8.1. Condizioni elementari di carico.....		12
8.2. Combinazioni di carico		12
8.3. Definizione dei carichi		13
8.4. grafici esplicativi dei carichi		17
9. PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA		20
9.1. Azione sismica		20
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI		21
10.1. Sollecitazioni		22
10.2. Portanza carichi verticali.....		24
11. VERIFICHE STRUTTURALI		31
11.1. Verifiche Trave di Fondazione		31
11.2. Verifiche Trave in Elevazione		33
11.3. Verifiche Setti		37
11.4. INCIDENZA ARMATURE		40

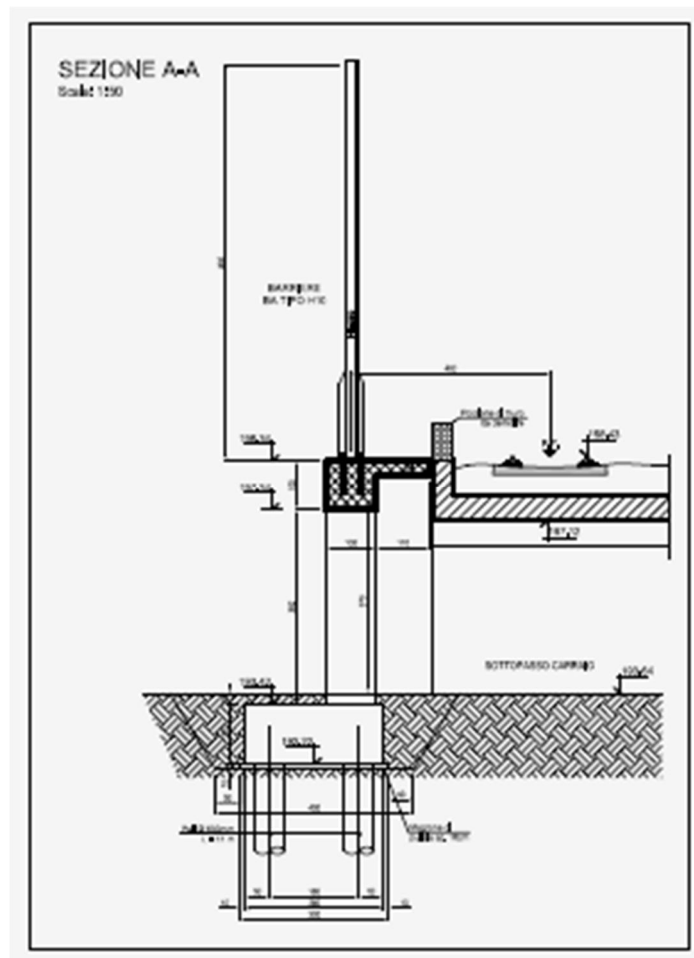
1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA con portale in c.a. di varia luce, da realizzare sulla tratta ferroviaria Milano-Genova, in corrispondenza del comune di Novi Ligure, per l'installazione delle Barriere Antirumore.

Tale tipologia strutturale prevede l'installazione delle barriere antirumore su travi in c.a. 1,00 x 1,00 m, poggiate a sua volta su due setti 1,00 x 1,00 m avente interasse massimo di 11 m. Tali setti poggiano su soles di fondazione di sezione 2,80 x 1,20 m ciascuna avente 4 pali Ø600mm ad interasse nelle due direzioni di 1,80m.

Le suddette strutture saranno realizzate nell'area di intervento 9 relativa al sottopasso di Via Giuseppe Verdi in corrispondenza del quale sarà realizzata la Barriera denominata BA 137.

Al fine di identificare le strutture calcolate e verificate di seguito si riportano gli stralci degli elaborati grafici prodotti.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 40</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto é redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 öNorme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneö
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 öIstruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazioneö.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 öNorme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metallicheö
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 öNorme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 öIstruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichiö
- [NT_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT_8]. D.M. 16.01.1996 öNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó öCriteri per l'individuazione delle zone sismiche ó Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zoneö
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 4 ó öNorme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreniö
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. Raccomandazioni AICAP öAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó öSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.ö
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - öCriteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviariaö.
- [NT_15]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - öManuale di progettazione - Corpo stradaleö

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 öCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö
- [NT_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó öCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 40</p>

- [NT_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [NT_19]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT_20]. UNI EN 1991-1-5:2004 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_22]. UNI EN 1993-1-1:2005 òEurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_23]. UNI EN 1997-1:1997 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_24]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_25]. Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_26]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27]. DM 16 Gennaio 1996 ó òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_28]. Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00
	Foglio 8 di 40

3. METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e di verifica utilizzato è quello degli stati limite (SLU-SLE). I risultati dell'analisi strutturale condotta per le singole condizioni di carico, moltiplicati da opportuni coefficienti e combinati in casi di carico, definiscono le sollecitazioni di calcolo delle membrature da verificare.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza e le azioni di calcolo sono stati assunti in conformità con il D.M. 16.01.96 e Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e Norme tecniche per le costruzioni e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.), nonché alle Istruzioni RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

CALCESTRUZZO FONDAZIONI CLASSE C25/30 ($R_{CK} \geq 30 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 30 mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S3 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\phi 32$ mm

CALCESTRUZZO ELEVAZIONI CLASSE C32/40 ($R_{CK} \geq 40 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC4 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture in elevazione = 40mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\phi 32$ mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00
	Foglio 9 di 40

CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 ($R_{CK} \geq 15 \text{ N/MM}^2$)

Resistenza media $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo cemento: 150 kg/m^3

CALCESTRUZZO PALI CLASSE C25/30 ($R_{CK} \geq 30 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 60 mm

(nel caso di pali trivellati) 60 mm

Classe di consistenza: S3÷S5 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\text{Ø}32 \text{ mm}$

4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 ó NTC08);

$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 ó NTC08);

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 ó NTC08).

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

Per le caratteristiche geo meccaniche del terreno si assumono i parametri dedotti dalla relazione geologica del Dott. Geologo Anselmi.

LITOLOGIA TRATTO A:

0,0 ÷ 5,00 Limo Argilloso debolmente sabbioso di colore rossiccio con abbondanti inclusi eterogenei a spigoli vivi ed arrotondati

5,00 Ghiaia eterogenea ed etero metrica da sub angolare a sub arrotondata in matrice limoso sabbiosa di colore nocciola

PARAMETRI GEOTECNICI:

Litologia	γ	C	ϕ	E
	(t/m ³)	(Kg/cm ²)	(°)	(Kg/cm ²)
Limo argilloso Debolmente sabbioso	1.8	0.2	25	200
Ghiaia	1.9	0.0	33	400
Argilla marnosa marne argillose	2.1	2.0	35	2000

6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 14, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

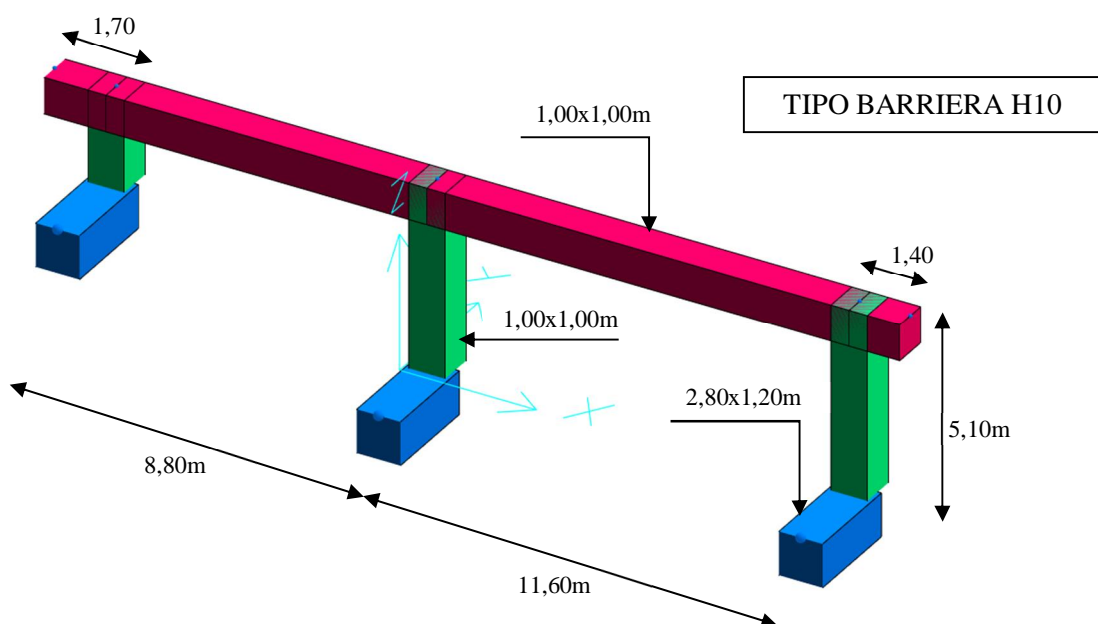
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

7. MODELLAZIONE

Il modello strutturale in oggetto è stato effettuato con elementi finiti monodimensionali (modello ad aste), ciascuno con la propria sezione reale.

MODELLO IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nel modello F.E.M.

Schede condizioni							
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	10	Peso proprio	Permanente		
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	4	Permanente	Permanente		
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	8	Vento Y	Vento Y		
<input type="radio"/> 004)	Sisma_X	1	1	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)		
<input type="radio"/> 005)	Sisma_Y	1	8	Altro ...	Sisma Y (stat. eq.)		

8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	1.4PP+1.4Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1 2 3	1.400 1.400 1.500	+ + ±		
2	1.0PP+1.0Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1 2 3	1.000 1.000 1.500	+ + ±		
3	SISMAX SLU	nessuna	somma	4	1.500	±		
4	SISMAY SLU	nessuna	somma	5	1.500	±		
5	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	c3 c4	1.000 0.300
6	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	c4 c3	1.000 0.300

Si riporta una breve descrizione dei casi di carico considerati:

caso 1: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

caso 2: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere considerate come carichi favorevoli ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

caso 3 e 4: combinazioni delle azioni sismiche, utilizzate nei casi di carico sismici effettivi 4 e 5;

caso 5 e 6: combinazioni a Stato Limite Ultimo, che considerano i normali carichi (pesi propri, permanenti relativi alle barriere) e le azioni sismiche, con una direzione principale del sisma.

8.3. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **δPeso_Proprioö**

Il peso proprio degli elementi in elevazione ed in fondazione si è ricavato direttamente dal programma di calcolo utilizzando un valore di peso specifico del cemento armato pari a:

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

Tutti i carichi definiti öpeso proprioö partecipano al carico sismico come masse sismiche.

- **öPp_pannelliö**

In tale combinazione viene contemplato il peso dei pannelli sia in c.a. sia in acciaio delle barriere ed anche l'incidenza dei montanti costituiti da profili in acciaio.

Tali carichi sono stati desunti dai documenti sopra citati, di cui si riporta uno stralcio di seguito.

$$Pp_{\text{Pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Pannelli c.a.}} = 350 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Profili}} = 20 \text{ daN/m}$$

In definitiva si sono desunti i pesi dei pannelli dall'elaborato fornito da COCIV e intitolato "Montanti Metallici per Barriere Antirumore" con codifica A301-00-D-CV-CL-BAVC00-00X-A.

Barriera	z [m]	N [kN]
H0	3.0	22.50
H1	3.5	23.25
H2	4.0	24.00
H3A	4.5	24.75
H4A	5.0	25.50
H5A	5.5	26.25
H6A	6.0	27.00
H7A	6.5	27.75
H8A	7.0	19.00
H9A	7.5	19.50
H10	8.0	20.00

Estratto dalla relazione: Montanti Metallici per Barriere Antirumore

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	Foglio 14 di 40

Le considerazioni, i calcoli e le verifiche allegate di seguito risultano valide anche nel caso in cui i pannelli di acciaio vengano sostituiti con dei pannelli di vetro stratificato tipo 8+1.52+8 mm.

Tele sostituzione, infatti, non comporta aumenti di carico rispetto alle considerazioni citate sopra in quanto il peso dei paraventi in vetro risulta minore di quelli in acciaio come mostrato nei calcoli sotto riportati:

$$\begin{aligned}
 & \frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1.6} \\
 & \frac{43.2}{1.6} \cdot \frac{50}{1.6}
 \end{aligned}$$

• **δAzione del Vento**

Il carico del vento secondo il D.M. 16-01-1996 è il seguente:

$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ = pressione del vento

$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2$, pressione cinetica di riferimento

$v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$, per $a_s < a_0$, velocità di riferimento del vento

$a_s = 200 \text{ m}$, altitudine sul livello del mare del sito

Zona 1 (Piemonte,..)

$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $a_s < a_0$

$$\left. \begin{aligned}
 C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot a [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min} \\
 C_e(z) &= C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}
 \end{aligned} \right\} \text{Coefficiente di esposizione}$$

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

Categoria III, sito distante oltre 30 Km dalla costa, altitudine <500m

$k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{min} = 5.00 \text{ m}$, $z = 6.00 \text{ m}$

$z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

$$C_t = 1 + \beta \gamma [1 - 0.1(x/H)]$$

$\beta = 0.5$ per $z/H \leq 0.75$

$\beta = 0.8 - 0.4(z/H)$ per $0.75 < z/H \leq 2$

$\beta = 0$ per $z/H > 2$

$\gamma = 0$ per $H/D \leq 0.10$

$\gamma = 1/0.20(H/D - 0.10)$ per $0.10 < H/D \leq 0.30$

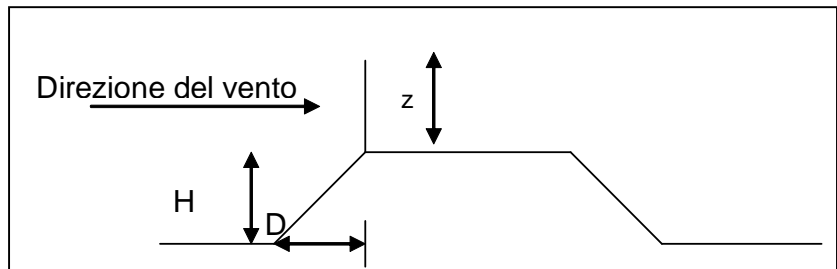
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=6.00\text{m}$), si ottiene:

$$z/H = 0.75 \quad \rightarrow \beta = 0.5$$

$$H/D = 0.66 \quad \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

$C_p = 1.2$ coefficiente di forma per pensiline con $\alpha > 35^\circ$

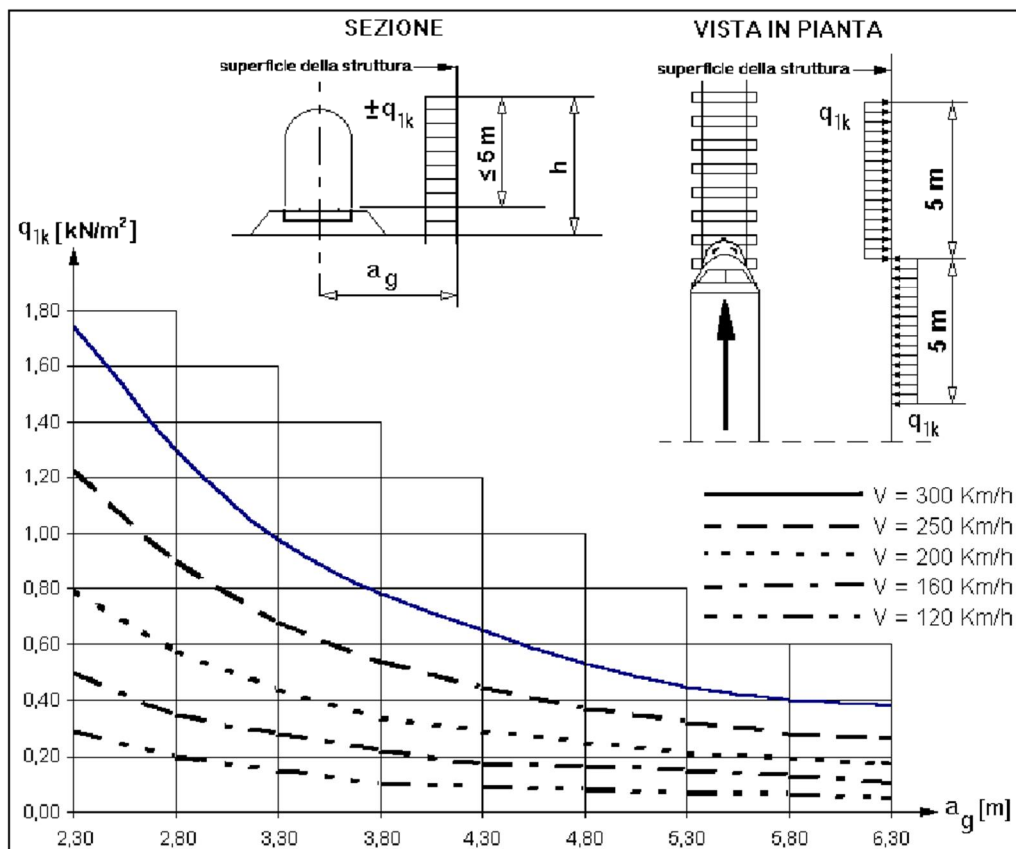
$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 391 \cdot 3.57 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1675 \text{ N/m}^2$$

- **δSovraspinta_Trenoö**

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovraspinta dovuta al passaggio del treno, considerando una velocità massima dei convogli di 160 km/h.

L'effetto aerodinamico associato al passaggio del convoglio ferroviario è stato valutato ipotizzando la situazione più gravosa possibile, facendo riferimento alla seguente figura ricavata dall'istruzione FS δSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.



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

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$a_g = 4.30 \text{ m, distanza asse binario-barriera minima}$$

$$v = 160 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$k_1 = 1.00 \text{ per treni aerodinamici ETR,}$$

- **Vento + sovraspinta treno**

La velocità del treno nel tratto considerato è $V_{\max} \leq 160$ km/h. L'azione orizzontale da applicare alle barriere antirumore, sia per le verifiche statiche che per le verifiche a deformazione, verrà assunta come valore statico pari al massimo tra 1.50 kN/m² e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.

$$q_h = p + p_{a,\max} = 1.675 + 0.20 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

La pressione che si assume per le verifica statiche e di deformazione sarà pari a **1.90 kN/m²**.

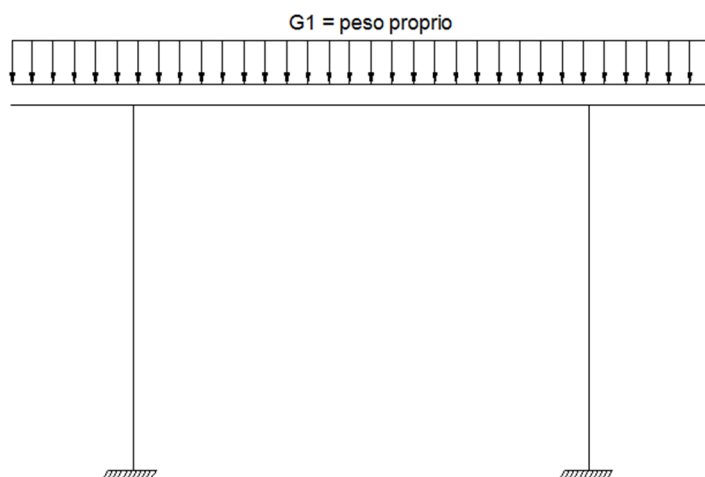
- **Carichi sismici**

Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

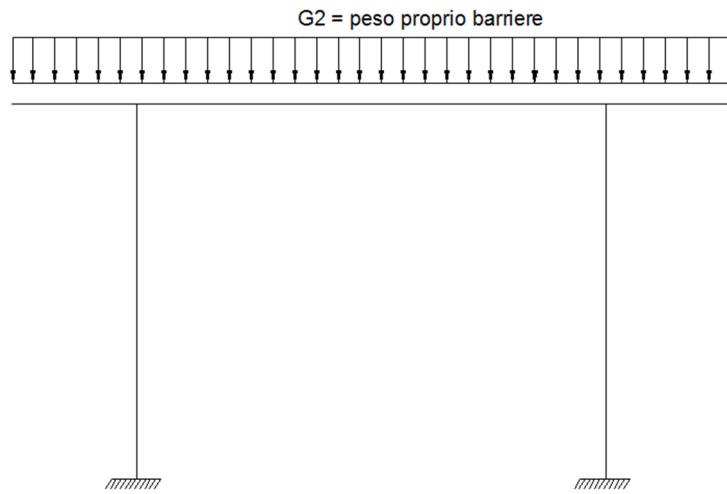
8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

- **Peso proprio**

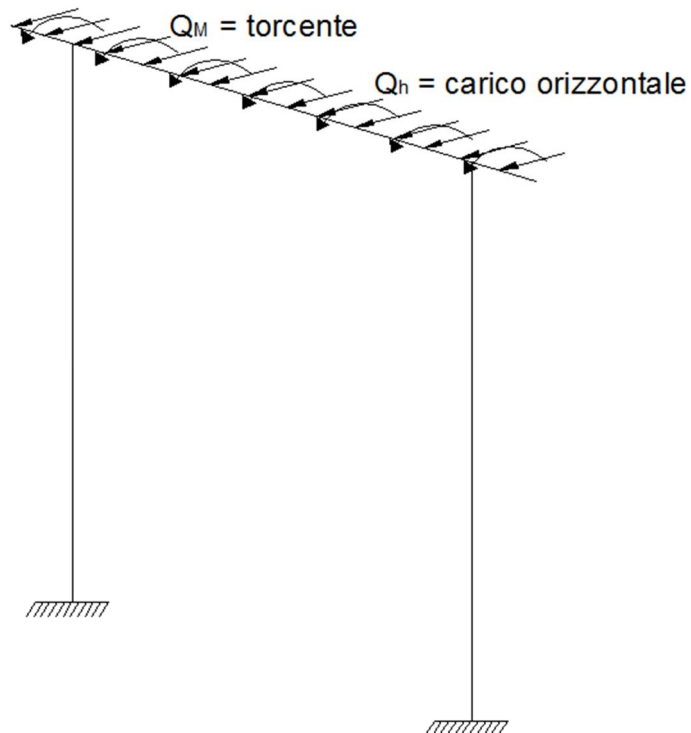
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



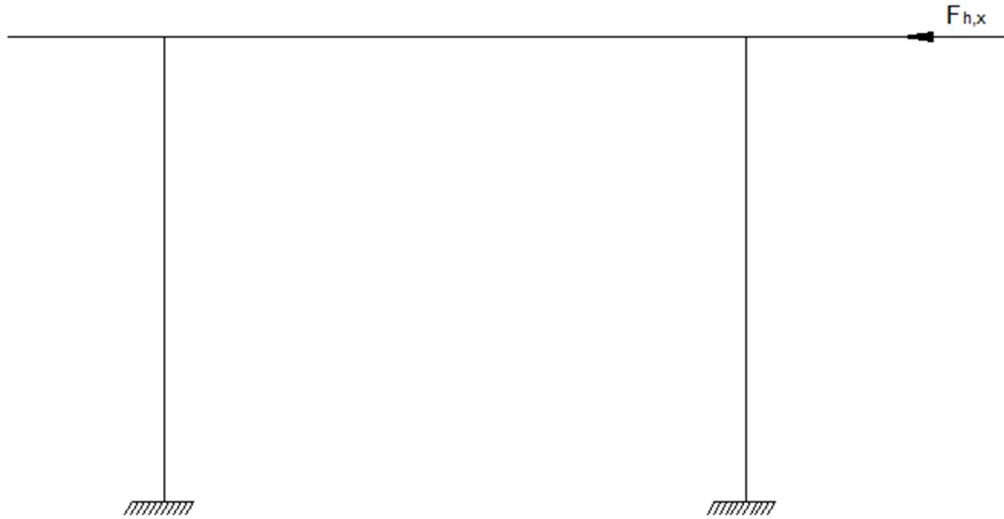
- Peso proprio pannelli



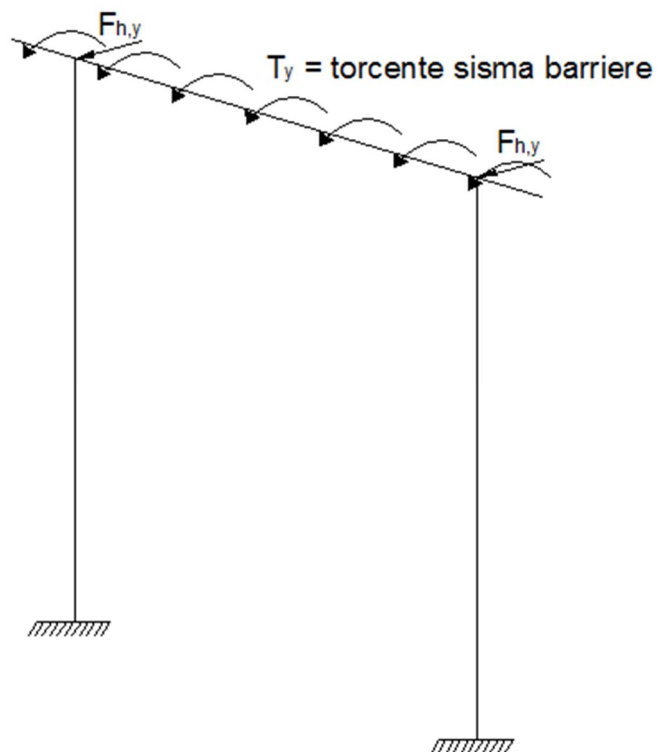
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



9. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA

9.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono state considerate tramite un'analisi statica con i parametri di seguito esposti.

$$k_{\alpha} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1$$

dove:

$$k_{\alpha} = \frac{0,04}{1} = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1,3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} + P_{\text{Permanenti}} = 111070 + 17029 = 128099 \text{ daN} \quad (\text{Peso complessivo delle masse sismiche del Modello 1})$$

$$F_{h,y} = 0,0624 \cdot 128099 = 7994 \text{ daN}$$

Per il sisma in direzione Y si è calcolato il momento torcente dovuto all'effetto del sisma sulla barriera.

Barriere H10

$$W_{\text{barriera}} = 1113 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,y} = W \cdot K_h = 1113 \cdot 0,0624 = 69,5 \text{ daN/m}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{\text{bar}} + (H_{\text{trave}}/2)) / 2 = 69,5 \cdot (8 + 0,5) / 2 = 295 \text{ daNm/m}$$

10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata verticale condotte sui pali Ø600

Tali verifiche sono state eseguite seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R2), secondo quanto previsto dall' UNI EN 1997 "Eurocodice 7".

Si considerano pertanto le combinazioni dei carichi a SLU (A1) e i parametri geotecnici ridotti dei coefficienti γ_M dell'insieme M1, visibili nei prospetti A.3 e A.4 dell'Eurocodice 7 riportati sotto.

prospetto A.3 Coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) o sugli effetti delle azioni (γ_E)

Azione		Simbolo	Insieme	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	γ_G	1,35	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

prospetto A.4 Coefficienti parziali sui parametri del terreno (γ_M)

Parametro del terreno	Simbolo	Insieme	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio ^{a)}	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,0	1,25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,0	1,0

a) Questo coefficiente si applica a $\tan \varphi'$.

I valori di calcolo della resistenza si ottengono a partire dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_R del prospetto A.7 dell' UNI EN 1997 "Eurocodice 7" qui di seguito riportato:

prospetto A.7 Coefficienti parziali sulla resistenza (γ_R) per pali trivellati

Resistenza	Simbolo	Insieme			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Laterale (compressione)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Totale/combinata (compressione)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,15	1,1	1,6

La resistenza caratteristica è ottenuta con metodo empirico che prevede l'utilizzo dei risultati di prove in sito applicando alle resistenze i fattori di correlazione ξ deducibili nel prospetto A.10 qui di seguito riportato:

prospetto A.10 **Fattori di correlazione ξ per ricavare i valori caratteristici da risultati di prove sul sottosuolo (n - numero di profili di prova)**

ξ per $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

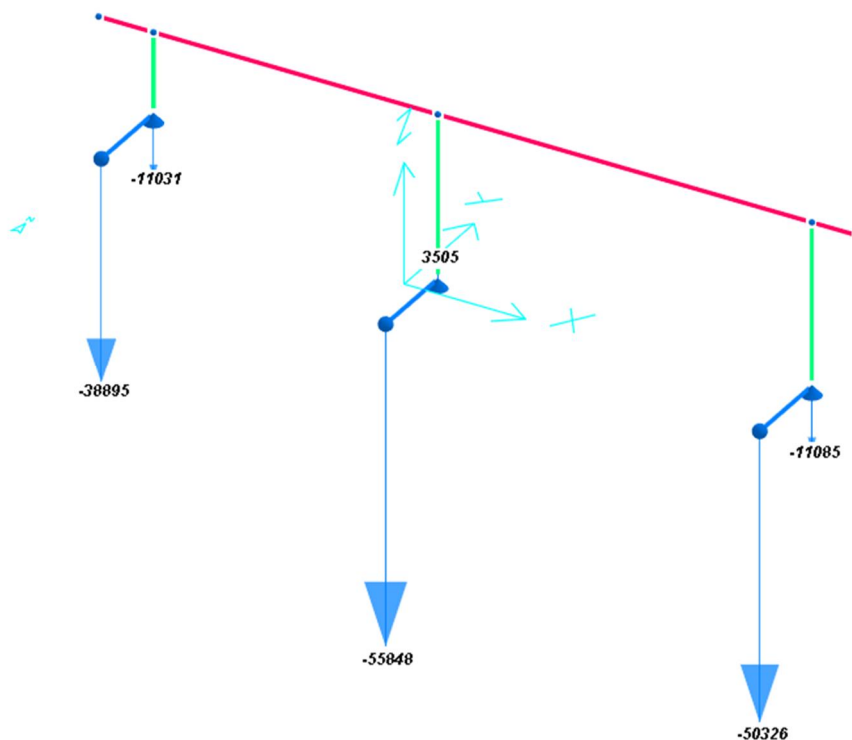
I valori delle capacità portante di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

$$N_{Ra} > N_{Sa}$$

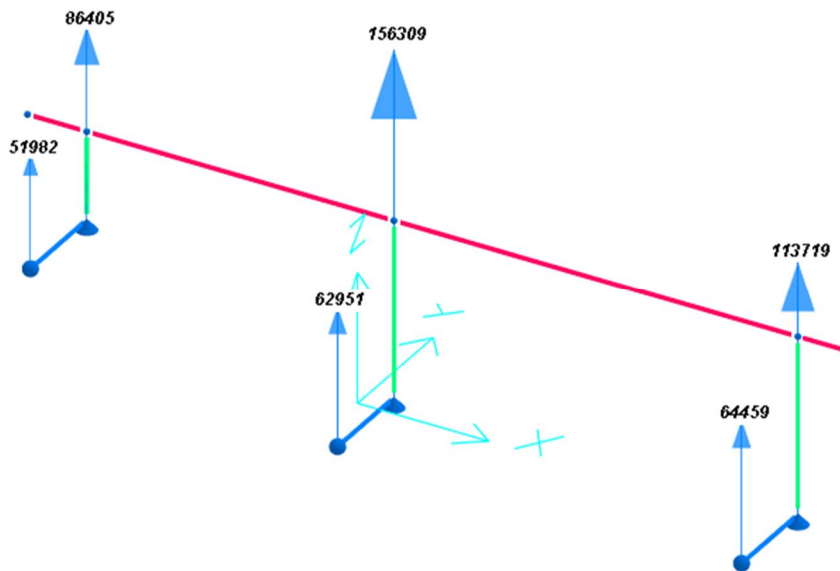
10.1. SOLLECITAZIONI

Si riportano le reazioni alla testa dei pali. Tali reazioni sono calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Reazioni minime



$$N_{Sd,min} = 559 \text{ kN (trazione)} \quad ; \quad H_{Sd} = 220 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

Reazioni massime $N_{Sd,max} = 157 \text{ kN (compression)}$

;

 $H_{Sd} = 220 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	Foglio 24 di 40
--	--	---------------------------------	--------------------

10.2. PORTANZA CARICHI VERTICALI

Il dimensionamento dei pali trivellati 600 è stato eseguito tenendo conto delle sollecitazioni ricavate dal modello sopra descritto.

Si riportano sotto le principali verifiche svolte

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo Rd ed azione di calcolo Sd, ed il relativo coefficiente di sicurezza fs.

Tutti i Punti maglia (6), Tutti i casi (4), Tutti i sestetti (12)										
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [daN*cm][f.s.]	C.A.:V [daN][f.s.]	C.A.:t.cls. [daN/cm2][f.s.]	C.A.:t.acc. [daN/cm2][f.s.]	C.A.:fes. [mm][f.s.]	C.A.:% a.lon. [[f.s.]
1: 1.4pp+1.4pa +1.5s	PM4-S1 55766/45474 = 1.23	PM3-S1 -79 (max -80)	PM4-S1 591834/2209 8 = 26.78	PM4-S1 6 (max 80)	PM4-S1 2776078/170 2865 = 1.63	PM4-S1 39055/22098 = 1.77	---	---	---	---
2: 1.0pp+1.0pa +1.5s	PM4-S1 55766/46658 = 1.20	PM3-S1 -52 (max -80)	PM4-S1 591834/2142 2 = 27.63	PM4-S1 6 (max 80)	PM4-S1 2755005/165 0818 = 1.67	PM4-S1 39055/21422 = 1.82	---	---	---	---
3: SLU con SISMAX PRINC	PM3-S4 250428/8038 5 = 3.12	PM3-S4 -2 (max -80)	PM6-S3 591834/8347 = 70.91	PM6-S3 2 (max 80)	PM6-S3 3750605/643 203 = 5.83	PM6-S3 39055/8347 = 4.68	---	---	---	---
4: SLU con SISMAX PRINC	PM3-S4 250428/8001 7 = 3.13	PM3-S4 -2 (max -80)	PM4-S4 591834/4111 = 143.98	PM2-S1 1 (max 80)	PM4-S4 3687505/316 761 = 11.64	PM4-S4 39055/4111 = 9.50	---	---	---	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | C.A.:M = C.A.:
pressoflessione | C.A.:V = C.A.: taglio | C.A.:t.cls. = C.A.: Tens. limite cls | C.A.:t.acc. = C.A.: Tens. limite acciaio | C.A.:fes. = C.A.: apertura fessure
| C.A.:% a.lon. = C.A.: % arm. longitudinale | --- = Verifica non prevista

COMBINAZIONI DEI CARICHI.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 4 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	1	SLU	No	2	1.4pp+1.4pa+1.5s
C2	2	SLU	No	2	1.0pp+1.0pa+1.5s
C3	5	SLU	No	4	SLU con SISMAX PRINC
C4	6	SLU	No	4	SLU con SISMAX PRINC

DATI DEL PROGETTO.

TIPI DI PALO.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di palo circolare in C.A.

STRATIGRAFIA.

Nel calcolo sono utilizzati 3 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	Limo SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla					argilloso
γ_d [daN/m ³]	γ_s [daN/m ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$S_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]	
1800	2150	0.2	34	0.8	1000	
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione			
200	100	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.			
Descrizione: Terreno sabbioso.						
T2	Ghiaia GW - Ghiaie a granulometria ben assortita o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente					
γ_d [daN/m ³]	γ_s [daN/m ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$S_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]	
1800	2150	0	33	0.8	1000	
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione			
400	100	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.			
Descrizione: Terreno sabbioso.						
T3	Argilla SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla					marnoso

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	Foglio 25 di 40
--	--	---------------------------------	--------------------

γ_a [daN/m ³]	γ_i [daN/m ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
2100	2150	0	35	0.8	1000
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
2000	100	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		

Descrizione: Terreno sabbioso.

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

SI	3 strati - Nessuna falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	500	T1
2	-500	600	T2
3	-1100	500	T3

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E CURVA DI MOBILITAZIONE.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM4, Caso C2 (Stato limite ultimo).

DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, il metodo si basa sui fattori adimensionali di capacità portante N_c e N_q , funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità della base z_b . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , e sulla tensione verticale totale σ_v agente alla profondità della base z_b . Considerazioni di carattere empirico hanno reso evidente la necessità di considerare l'esistenza di una profondità critica z_c . Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi ($s/D \sim 8 \div 10\%$) che per pali trivellati ($s/D \sim 25 \div 30\%$).

$$q_{lim} = N_c c' + N_q \sigma'_v \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$q_{lim} = 9.0 s_u + \sigma_v \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k , dell'angolo di attrito palo-terreno μ e della tensione verticale efficace σ'_v . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , o, in alternativa, sull'angolo di resistenza al taglio ϕ' e sulla tensione verticale efficace σ'_v . Viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi che per pali trivellati.

$$f_{s,lim} = \mu k \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$f_{s,lim} = \alpha s_u \text{ oppure } f_{s,lim} = (1 - \sin\phi') \tan\phi' \sigma'_{v0} \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo **Lineare**.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo **Broms**.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_1 = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_1 che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

$$2 - 1.0pp + 1.0pa + 1.5s$$

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.35$, $\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
γ_{med}	1.25	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
γ_{min}	1.08	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.10	1.30	1.10	1.15
γ_s	1.15	1.10	1.15	1.10	1.15

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	
Foglio 26 di 40	

γ _{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
-----------------	------	------	------	------	------

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fa}=1.00$ o $\gamma_{G1,afa}=1.35$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

Metodo **AGI** per il calcolo della portata di base.

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota -1100 [cm] a quota -1600 [cm]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -1300 [cm]. La base del palo si trova alla quota $z_b = -1300$ [cm], e la profondità critica è $z_c = -960$ [cm]. In questo caso la tensione verticale efficace viene calcolata alla quota critica. Il valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k e della coesione efficace c'_k vengono ricavati dallo strato in cui si immorsa la base del palo. L'angolo di resistenza al taglio viene corretto secondo l'espressione $\phi = \phi - 3$. Il coefficiente N_q è calcolato secondo Berezantzev (1961). Il coefficiente N_c è calcolato secondo Reissner (1924). $\phi'_k = 35$ [°]. $c'_k = 0$ [daN/cm²]. $N_c = 70.415$. $N_q = 45.000$. $\sigma'_v = 1.73$ [daN/cm²]. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 77.76 [daN/cm²].

L'area di base vale 2827.43 [cm²].

La portata di base calcolata vale 219861.22 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applica $\gamma_b=1.10$. Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 159899.07$ [daN] (s/D=30.00%).

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 3 strati.

a Strato 1: Limo argilloso

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -250 [cm].

La quota critica z_c vale -960 [cm]. La quota di interesse (-250 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 34. Il coefficiente di attrito μ vale 0.675. Il coefficiente di spinta k vale 0.700. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.45$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.21 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 20024.84 [daN] (14017.39 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applicano $\gamma_s=1.10$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 14563.52$ [daN] (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = 8971.13$ [daN] (s/D=0.50%).

b Strato 2: Ghiaia

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -500 [cm] a quota -1100 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -800 [cm].

La quota critica z_c vale -960 [cm]. La quota di interesse (-800 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 33. Il coefficiente di attrito μ vale 0.649. Il coefficiente di spinta k vale 0.700. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.44$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.65 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 72522.31 [daN] (50765.62 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applicano $\gamma_s=1.10$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 52743.5$ [daN] (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = 32490$ [daN] (s/D=0.50%).

c Strato 3: Argilla marnosa

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1100 [cm] a quota -1300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1200 [cm].

La quota critica z_c vale -960 [cm]. La quota di interesse (-1200 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 35. Il coefficiente di attrito μ vale 0.700. Il coefficiente di spinta k vale 0.700. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.73$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.85 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 31930.06 [daN] (22351.04 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applicano $\gamma_s=1.10$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 23221.86$ [daN] (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = 14304.67$ [daN] (s/D=0.50%).

d Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è 90528.88 [daN], $Q_{st,d}$ è 55765.79 [daN].

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{te,d}$ è 250427.95 [daN], $Q_{tt,d}$ è 55765.79 [daN].

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 3 strati.

a Strato 1: Limo argilloso

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -250 [cm].

L'approfondimento vale 250 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 6000000 [daN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{S_0,med} = 5970000$ [daN/m³].

b Strato 2: Ghiaia

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -500 [cm] a quota -1100 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -800 [cm].

L'approfondimento vale 800 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 15000000 [daN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{S_0,med} = 15000000$ [daN/m³].

c Strato 3: Argilla marnosa

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1100 [cm] a quota -1300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1200 [cm].

L'approfondimento vale 1200 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 6000000 [daN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{S_0,med} = 6000000$ [daN/m³].

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00		Foglio 27 di 40

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 3 strati.

a Strato 1: Limo argilloso

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -250 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 34. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.45$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 4.78 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 143253.85 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 88156.21$ [daN].

b Strato 2: Ghiaia

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -500 [cm] a quota -1100 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -800 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 33. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.44$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 14.65 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 527542.5 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 324641.54$ [daN].

c Strato 3: Argilla marnosa

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1100 [cm] a quota -1300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1200 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 35. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 2.19$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 24.24 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 290933.19 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.25$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 179035.81$ [daN].

d Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **591833.56 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **488795.99 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3	4
s	-16.36	-0.27	0	0.24
E_d	-250427.95	-93193.87	0	55765.79

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	55765.79	90528.88	159899.07	55765.79	250427.95
C2	55765.79	90528.88	159899.07	55765.79	250427.95
C3	55765.79	90528.88	159899.07	55765.79	250427.95
C4	55765.79	90528.88	159899.07	55765.79	250427.95

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

CASI A SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

Azioni applicate in testa (punto maglia PM3, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-156308.58÷-30140.22	0	0	0	0	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C1)					
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-156308.58÷-30140.22	0	0		
0	-156308.58÷-30140.22	0	0		
25	-156404.97÷-30298.39	0	0		
50	-156342.48÷-30419.81	0	0		
75	-156123.46÷-30504.94	0	0		
100	-155750.24÷-30554.23	0	0		
125	-155225.16÷-30568.15	0	0		
150	-154550.53÷-30547.16	0	0		
250	-150396.29÷-30122	0	0		

350	-144027.72÷-29174.11	0	0
450	-135576.77÷-27730.54	0	0
475	-133154.1÷-27295.4	0	0
500	-130610.41÷-26831.18	0	0
500	-130610.41÷-26831.18	0	0
525	-128001.44÷-26350.98	0	0
550	-125330.54÷-25855.59	0	0
575	-122547.56÷-25333.13	0	0
600	-119653.86÷-24783.91	0	0
625	-116650.69÷-24208.18	0	0
650	-113539.22÷-23606.2	0	0
750	-100026.72÷-20939.31	0	0
850	-84851.92÷-17867.68	0	0
950	-68043.91÷-14397.83	0	0
1050	-50465.47÷-10736.17	0	0
1075	-46084.98÷-9823.12	0	0
1100	-41717.28÷-8912.79	0	0
1100	-41717.28÷-8912.79	0	0
1125	-37183.86÷-7962.52	0	0
1150	-32484.27÷-6972.21	0	0
1175	-27794.4÷-5983.98	0	0
1200	-23112.85÷-4997.55	0	0
1225	-18438.21÷-4012.61	0	0
1250	-13769.1÷-3028.87	0	0
1275	-9104.1÷-2046.04	0	0
1300	-4441.83÷-1063.82	0	0

I massimi valori di *Sforzo Normale di trazione*, si ottengono nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C2** (Stato limite ultimo).

Azioni applicate in testa (punto maglia PM4, caso C2)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-61767.26÷55847.56	-1748.82÷-1083.46	-18224.23÷21350.63	0	0	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso C2)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-61767.26÷55847.56	21422.13	0
0	-61767.26÷55847.56	21422.13	0
25	-61909.94÷55646.82	18846.75	502714
50	-61985.26÷55398.66	14311.45	915925
75	-61994.15÷55103.9	10371.66	1223252
100	-61937.53÷54763.37	6997.31	1439222
125	-61816.34÷54377.89	4150.97	1577518
150	-61631.5÷53948.27	1790.22	1650818
250	-60271.55÷51801.99	3716.32	1508216
350	-57964.85÷49010.51	5048.29	1046001
450	-54764.71÷45618.14	4502.06	560173
475	-53831.35÷44681.27	4259.92	450616
500	-52845.86÷43709.86	4008.81	347251
500	-52845.86÷43709.86	4008.81	347251
525	-51832.04÷42720.21	3573.28	252500
550	-50791.3÷41713.32	2977.76	170685
575	-49702.2÷40674.6	2423.79	103264
600	-48565.27÷39604.48	1921	49068
625	-47381.05÷38503.36	1474.73	6742
650	-46150.01÷37371.6	1086.95	25157
750	-40764.42÷32543.19	82.25	76807
850	-34658.84÷27246.09	265.19	63573
950	-27845.47÷21488.28	270.51	35049
1050	-20695.24÷15516.55	155.15	13361
1075	-18913÷14028.52	122.13	9895
1100	-17136÷12544.39	89.52	7251
1100	-17136÷12544.39	89.52	7251
1125	-15287.53÷11012.73	67.4	5291
1150	-13367.4÷9433.37	55.34	3758
1175	-11451.27÷7856.84	43.99	2518
1200	-9538.57÷6282.65	33.43	1552
1225	-7628.72÷4710.34	23.73	839
1250	-5721.16÷3139.45	14.92	358
1275	-3815.31÷1569.49	7	86
1300	-1910.6÷0	0	0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	
Foglio 29 di 40	

I massimi valori di **Taglio** (in valore assoluto), **Momento flettente** (in valore assoluto), si ottengono nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **CI** (Stato limite ultimo).

Azioni applicate in testa (punto maglia PM4, caso CI)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-62951.2÷54663.62	-2315.27÷-1649.92	-17598.95÷21975.91	0	0	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso CI)					
Z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-62951.2÷54663.62	22097.54	0		
0	-62951.2÷54663.62	22097.54	0		
25	-63093.3÷54463.47	19440.95	518563		
50	-63166.9÷54217.07	14762.66	944803		
75	-63172.93÷53925.23	10698.67	1261819		
100	-63112.35÷53588.75	7217.93	1484599		
125	-62986.1÷53208.44	4281.84	1627255		
150	-62795.12÷52785.07	1846.65	1702865		
250	-61400.18÷50674.56	3833.5	1555768		
350	-59042.61÷47935.1	5207.45	1078980		
450	-55776.72÷44610.02	4644	577834		
475	-54824.71÷43692.25	4394.23	464823		
500	-53819.71÷42740.82	4135.2	358199		
500	-53819.71÷42740.82	4135.2	358199		
525	-52785.91÷41771.63	3685.94	260461		
550	-51724.76÷40785.66	3071.65	176067		
575	-50614.44÷39768.68	2500.21	106520		
600	-49455.51÷38721.11	1981.57	50615		
625	-48248.51÷37643.34	1521.22	6955		
650	-46993.92÷36535.73	1121.22	25950		
750	-41506.56÷31811.75	84.85	79229		
850	-35287.41÷26631.29	273.55	65577		
950	-28348.87÷21002.17	279.05	36154		
1050	-21068.06÷15164.83	160.04	13782		
1075	-19253.27÷13710.31	125.98	10207		
1100	-17443.83÷12259.6	92.35	7479		
1100	-17443.83÷12259.6	92.35	7479		
1125	-15561.74÷10762.59	69.52	5458		
1150	-13606.8÷9219.1	57.08	3876		
1175	-11655.94÷7678.37	45.38	2597		
1200	-9708.56÷6139.94	34.49	1601		
1225	-7764.09÷4603.35	24.48	865		
1250	-5821.94÷3068.13	15.38	369		
1275	-3881.54÷1533.84	7.22	88		
1300	-1942.3÷0	0	0		

VERIFICHE GEOTECNICHE.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

VERIFICA: CAPACITÀ PORTANTE

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C2**, sestetto **I** (Stato limite ultimo).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Qt[daN]	S_d : Qt[daN]	f_s [-]
PM1	C1	1	250428	126124	1.99
PM2	C2	1	55766	41137	1.36
PM3	C1	1	250428	168714	1.48
PM4	C2	1	55766	46658	1.20
PM5	C1	1	250428	98810	2.53
PM6	C2	1	55766	29706	1.88

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **CI**, sestetto **I** (Stato limite ultimo).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Rtr[daN]	S_d : Rtr[daN]	f_s [-]
PM1	C1	1	0	0	10.00
PM2	C1	2	591834	20372	10.00
PM3	C1	1	0	0	10.00

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	Foglio 30 di 40
--	--	---------------------------------	--------------------

PM4	C1	1	591834	22098	10.00
PM5	C1	1	0	0	10.00
PM6	C1	2	591834	18293	10.00

VERIFICHE STRUTTURALI.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

VERIFICA: C.A.: PRESSOFLESSIONE

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C1**, sestetto **I** (Stato limite ultimo).
 Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

<i>Verifica: C.A.: pressoflessione</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : M[daN*cm]	S _d : M[daN*cm]	fs[-]
PM1	C1	1	4702353	0	10.00
PM2	C2	1	2853105	1323143	2.16
PM3	C1	1	4852263	0	10.00
PM4	C1	1	2776078	1702865	1.63
PM5	C1	1	4549264	0	10.00
PM6	C2	1	3054443	1176764	2.60

VERIFICA: C.A.: TAGLIO

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C1**, sestetto **I** (Stato limite ultimo).
 Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

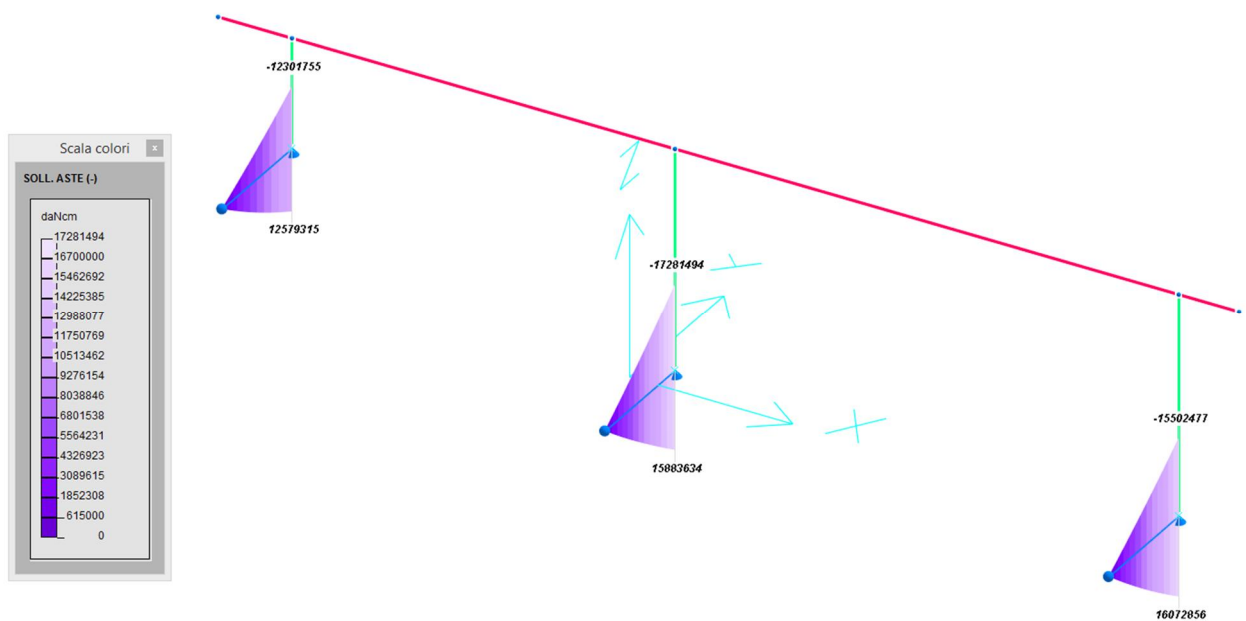
<i>Verifica: C.A.: taglio</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : V[daN]	S _d : V[daN]	fs[-]
PM1	C1	1	39055	0	10.00
PM2	C1	2	39055	20372	1.92
PM3	C1	1	39055	0	10.00
PM4	C1	1	39055	22098	1.77
PM5	C1	1	39055	0	10.00
PM6	C1	2	39055	18293	2.13

11. VERIFICHE STRUTTURALI

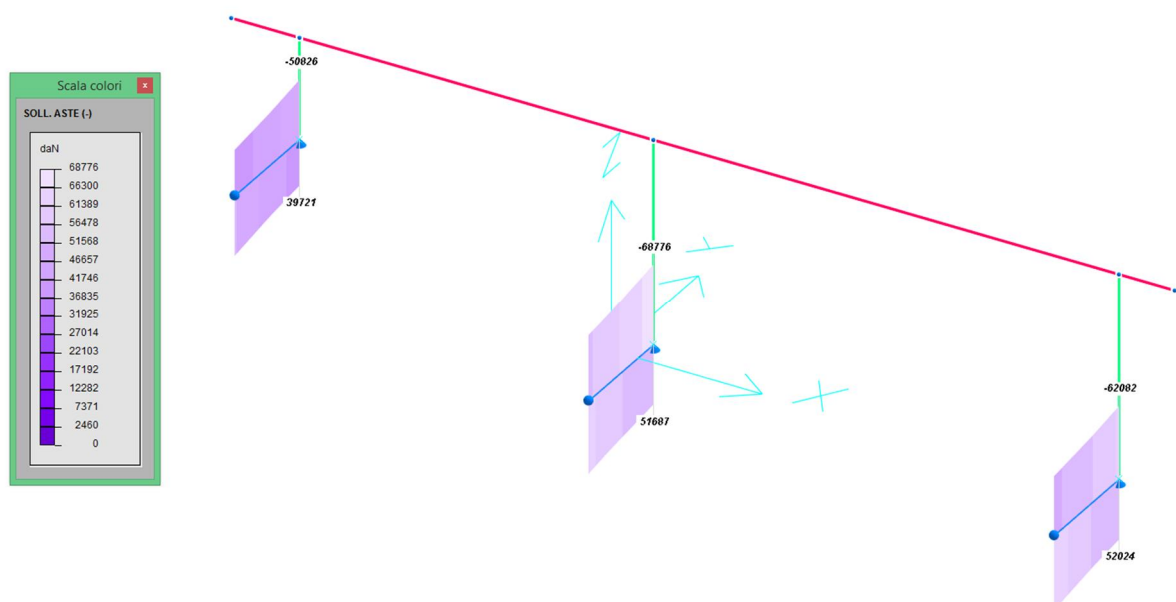
11.1. VERIFICHE TRAVE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle soles di fondazione del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M



Taglio - V



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	
Foglio 32 di 40	

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 4 - Travata T002 (trave)
Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
Duttilita' : bassa con gerarchia.
Unita di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
Unita particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
Copriferri (assi) : longitudinali= 6 ; staffe= 5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;
gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=0.35%
ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
CLS : scl_s(rara)=149.4; scl_s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9
ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogein.= 15
FESSURE : w_{dmax}(fre.)=.4 ; w_{dmax}(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 120X120; A=14400.; Jg=17280000.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1 A6		3	3	3	0	280.	230.	2.333	.4	1.509	10.501

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	1.4pp+1.4pa+1.5s	2.
2.	1.0pp+1.0pa+1.5s	2.
5.	SLU con SISMAX PRINC4.	
6.	SLU con SISMAX PRINC4.	

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO
FLESSIONE:

Progressive	Se	Ar	Msd	Eps _c	Eps _{ac}	Mrd	Eps _c	Eps _{ac}	Cam	x/d	Mr/Ms	Ve
> 26.	26.	3.	1.	-4433283.	-.014	.039	-26016571	-.35	3.41	3.	.093	5.868
26.	26.	3.	1.	4701590.	-.015	.041	26225454.	-.35	3.409	3.	.093	5.578
254.	254.	3.	1.	15883634.	-.051	.14	26225454.	-.35	3.409	3.	.093	1.651
280.	280.	3.	1.	-17281494.	-.056	.154	-26016571	-.35	3.41	3.	.093	1.505
280.	280.	3.	1.	15883634.	-.051	.14	26225454.	-.35	3.409	3.	.093	1.651

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-55848.	40379.	303906.	309014.	3.14	10.
0.	0.	3.	1.	62951.	40379.	303906.	309014.	3.14	10.
140.	140.	3.	1.	-61720.	51039.	303906.	309014.	3.14	10.
280.	280.	3.	1.	-68776.	40379.	303906.	309014.	3.14	10.
280.	280.	3.	1.	51687.	40379.	303906.	309014.	3.14	10.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO
TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scl _s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
280.	280.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	!SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scl _s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
280.	280.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	!SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scl _s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
280.	280.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	!SI

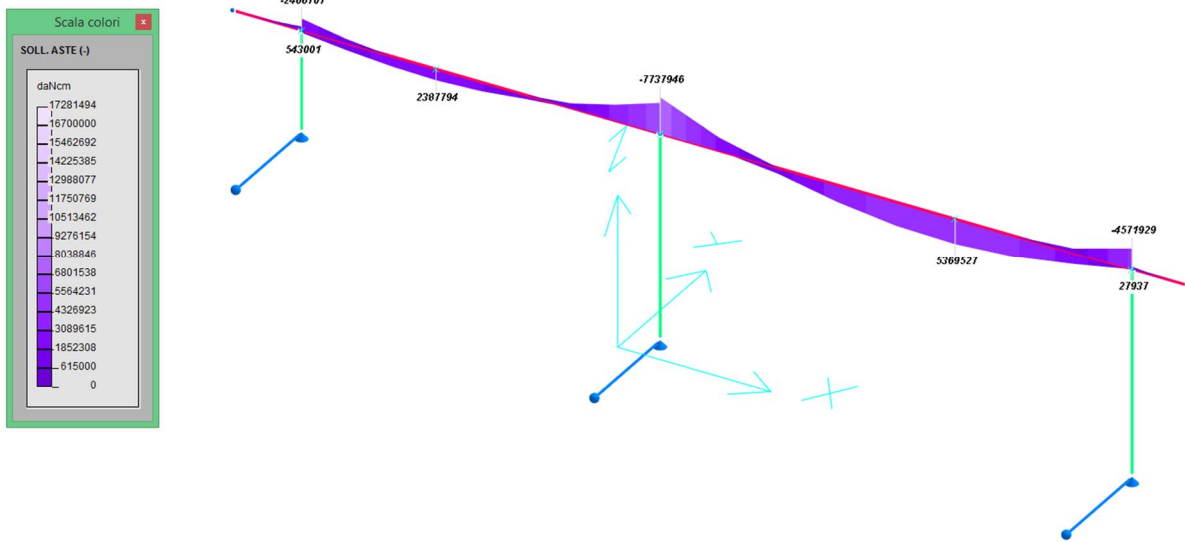
ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Ac_ls - Ac_ls=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	115.6	.803	57.81	.401 10d24 +2d20 +2d20	57.81	.401	10d24 +2d20 +2d20

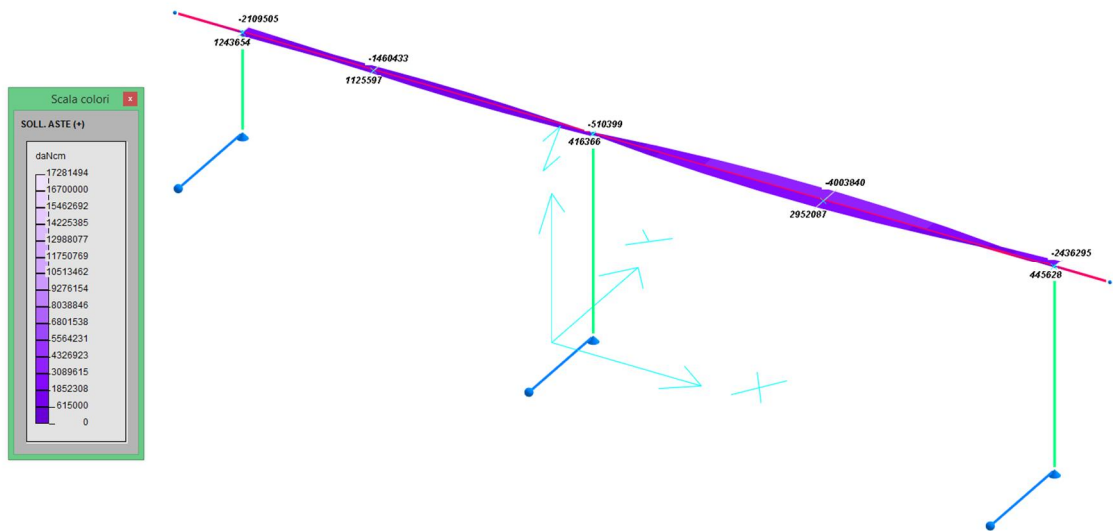
11.2. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della trave in elevazione del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M_x (flessione nel piano verticale)



Momento flettente - M_y (flessione nel piano orizzontale)



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00		Foglio 34 di 40

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 3 - Travata T001 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 9 ; staffe= 8

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=0.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : scl_s(rara)=149.4; scl_s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : w_{dmax}(fre.)=.4 ; w_{dmax}(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 100X100; A=10000.; Jg=8333333.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A2	3	3	3	0	170.	120.	1.7	.4	5.	33.164
2	A10	3	3	3	0	881.	781.	8.81	1.5	5.	124.364
3	A1	3	3	3	0	1159.	1059.	11.59	1.5	3.058	76.051
4	A3	3	3	3	0	139.	89.	1.39	.4	5.	33.164

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	1.4pp+1.4pa+1.5s	2.
2.	1.0pp+1.0pa+1.5s	2.
5.	SLU con SISMAX PRINC4.	
6.	SLU con SISMAX PRINC4.	

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 21.	21.	3.	-111029.	-.001	.002	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	146.1	SI
170.	170.	3.	-601567.	-.003	.008	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	126.97	SI
> 170.	0.	3.	-2105122.	-.012	.029	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	17.706	SI
170.	0.	3.	898006.	-.005	.012	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	18.27	SI
499.	329.	3.	2384469.	-.013	.033	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	6.881	SI
856.	686.	3.	17076.	0.	0.	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	960.9	SI
1051.	881.	3.	-5845764.	-.034	.082	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	12.775	SI
>1051.	0.	3.	-6883981.	-.04	.097	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	2.357	SI
1249.	198.	3.	441915.	-.002	.006	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	37.13	SI
1774.	723.	3.	5366057.	-.031	.074	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	3.058	SI
1965.	914.	3.	-104483.	-.001	.001	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	155.3	SI
2210.	1159	3.	-3945855.	-.022	.055	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	4.111	SI
2210.	1159	3.	717412.	-.004	.01	16407127.	-.35	2.046	3.	.146	22.87	SI
>2210.	0.	3.	-378023.	-.002	.005	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	142.91	SI
2328.	118.	3.	-111472.	-.001	.002	-16222102	-.35	2.047	3.	.146	145.5	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	3.	0.	28292.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
170.	170.	3.	-6653.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
> 170.	0.	3.	-37037.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
170.	0.	3.	37037.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
409.	239.	3.	-37037.	38715.	199243.	125852.	3.14	20.	2.5	SI
1051.	881.	3.	-37037.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
1051.	881.	3.	37037.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
>1051.	0.	3.	-28153.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
1051.	0.	3.	30358.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
1392.	341.	3.	-28153.	38715.	199243.	125852.	3.14	20.	2.5	SI
2210.	1159	3.	-28153.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
2210.	1159	3.	28153.	36704.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
>2210.	0.	3.	4934.	28292.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI
2349.	139.	3.	0.	28292.	217666.	221499.	3.14	10.	2.2	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	l	s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
170.	170.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
> 170.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
1051.	881.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>1051.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
2210.	1159	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>2210.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	l	s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
170.	170.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
> 170.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
1051.	881.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>1051.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
2210.	1159	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>2210.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI

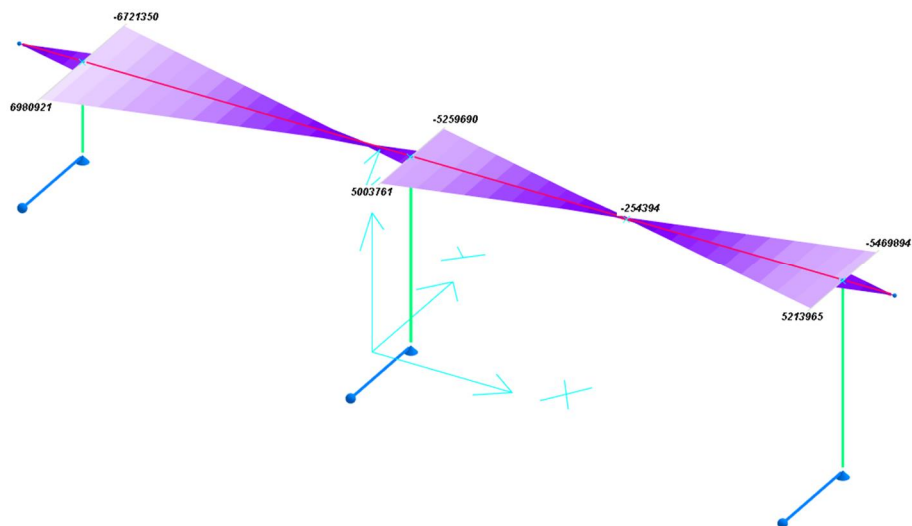
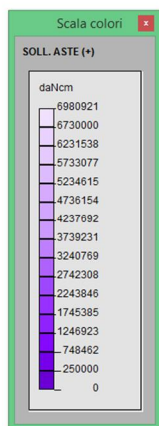
TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	l	s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
170.	170.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
> 170.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
1051.	881.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>1051.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
2210.	1159	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI
>2210.	0.	3.	1.	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	0.	!	!SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acl_s - Acl_s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	195.19	.952	43.79	.438	8d24 +2d22	51.4	.514	8d24 +2d22 +2d22

Momento torcente ó T



$$T_{Sd} = 698 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 16 \text{ } \varnothing 18 = 40.72 \text{ cm}^2;$$

$$A_{Sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 12/100 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 * (f_{ctd} * B_e * h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 * B_e * A_{Sw} / s * f_{yd}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-014-A00	Foglio 36 di 40

$$T_{Rld} = 2 * B_e * A_{sl} / u_e * f_{yd}$$

Dove: $B_e = 88 * 88 = 7744 \text{ cm}^2$; $u_e = (88+68)*2 = 352 \text{ cm}$; $d_e = 88 \text{ cm}$;

$$h_s = d_e / 6 = 14.7 \text{ cm} ;$$

$$f_{\sigma d} = 18.13 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1030 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 685 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 701 \text{ kNm} > T_{Sd} = 698 \text{ kNm}$$

Si riporta inoltre la verifica per le sollecitazioni composte di torsione e taglio prevista dal DM 16/01/1996 al p.to 4.2.3.1, al fine di limitare il tasso di lavoro nelle bielle compresse di calcestruzzo.

La relazione da rispettare è la seguente:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{698}{1030} + \frac{381}{5113} \leq 1 \Rightarrow 0.75 \leq 1$$

dove:

$$V_{Rd} \geq 0.30 \cdot V_{Rd} \cdot \dots$$

Armature minime secondo DM 16/01/1996

Travi

Armatura longitudinale tesa minima mmq

$$0.15\% < \rho$$

In direzione "z"

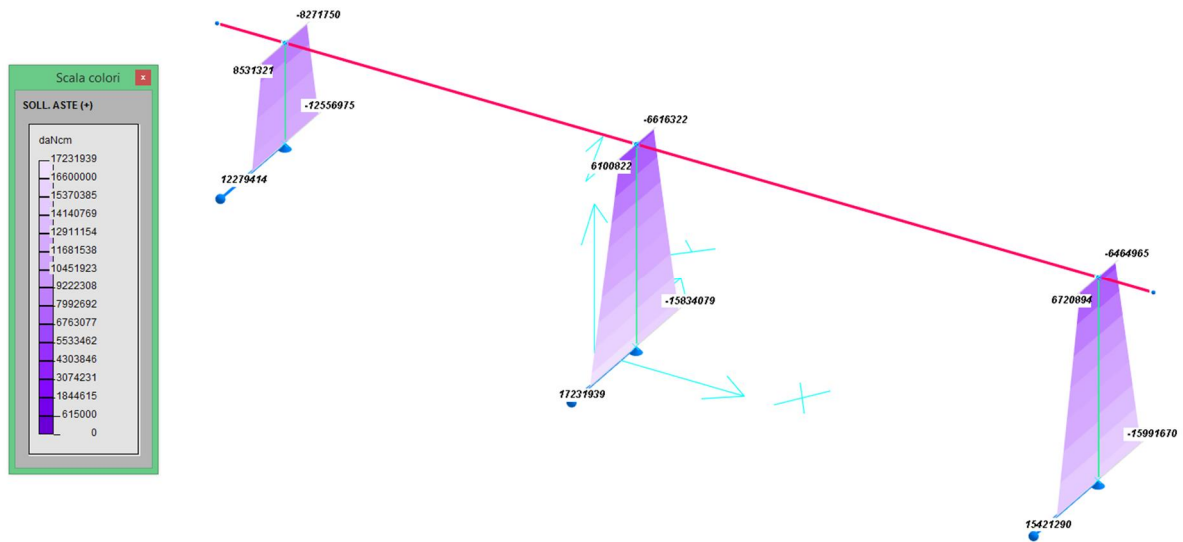
$$1500 < \mathbf{3616}$$

In direzione "y"

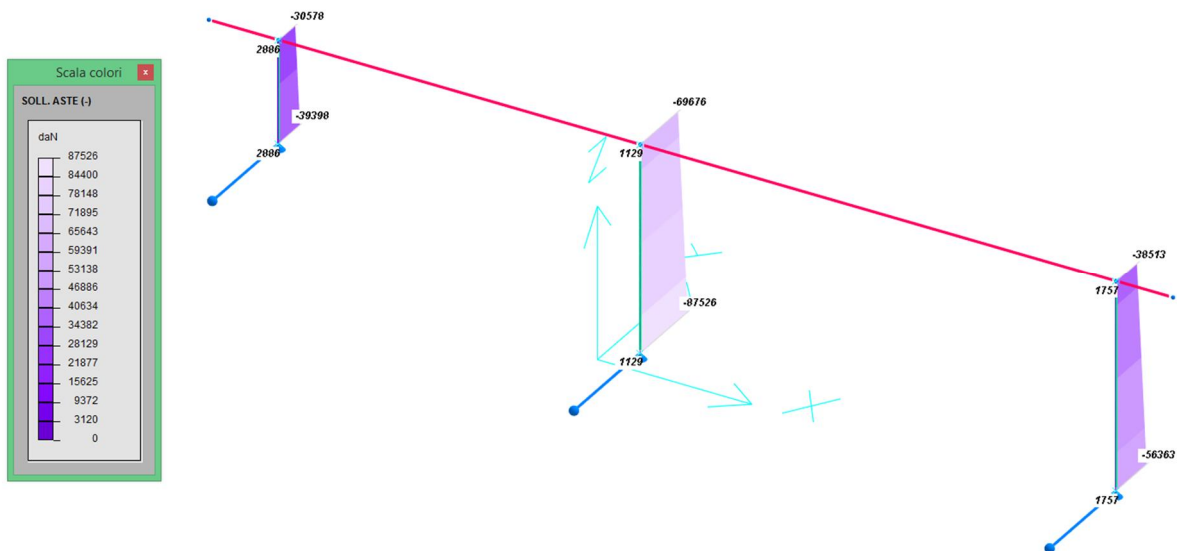
$$1500 < \mathbf{2044}$$

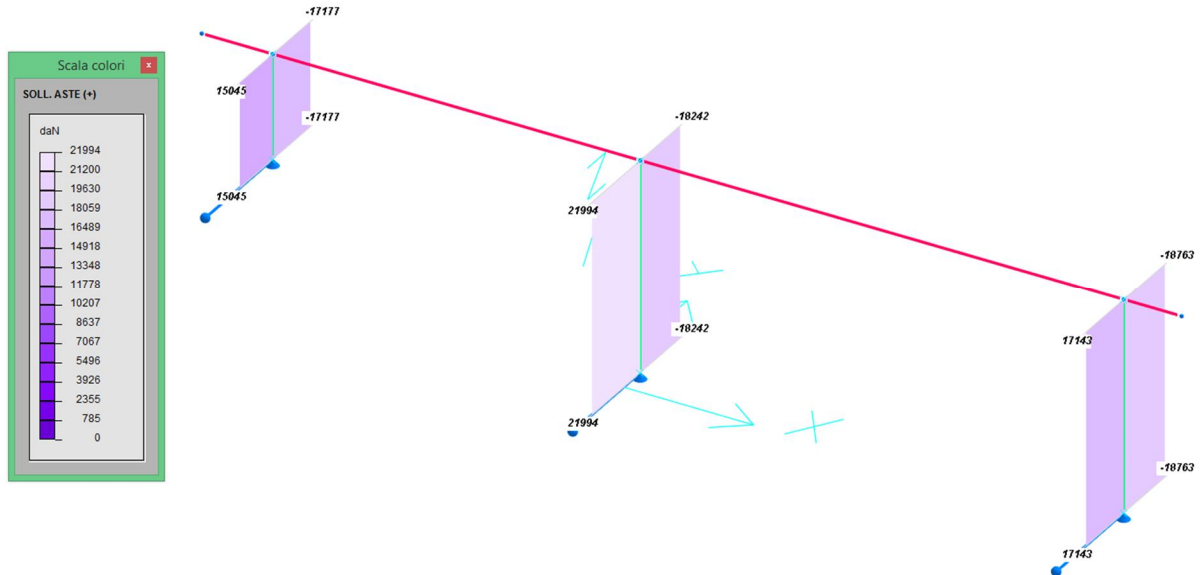
11.3. VERIFICHE SETTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti verticali del sistema. A tal proposito si riportano i diagrammi di inviluppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.



Momento flettente ó Sforzo Normale ó N



Taglio - V**VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO**

Nome pilastro : P001 (ID=1)
 Aste : 4
 Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=1)
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %; 1/r ‰(permille)
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5
 Imperfezioni : M minimo = N * Max(e0;ei)
 Instabilita' : snellezza limite [EC2 5.8.3.1]

MATERIALI

CLS : C32/40; Rck=400; fck=332; fctk=21.69; fctm=30.99; Ecm=336428;
 gc=1.5; fcd=188.1; fbd=32.54; fctd=14.46; Ecu=0.35%
 ACCIAIO: B450C; ftk=5175; fyk=4500; Es=2100000;
 gs=1.15; fyd=3913; ftd=4500; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=199.2; scls(quasi permanente)=149.4; fbd(esercizio)=32.54
 ACCIAIO: Sacc(rara)=3600; Coeff.Omogein.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=100; alt.=100; Acls=10000; iy=28.87; iz=28.87

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	e0z	e0y	eiz	eiy	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm	
1	1	5.	5.	2.37	2.37	711.	611.	102.	102.	126.67	1.267	28024

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	1.4pp+1.4pa+1.5s	SLU (statico)	2
2	1.0pp+1.0pa+1.5s	SLU (statico)	2
5	SLU con SISMAX PRINC	SLU (statico)	4
6	SLU con SISMAX PRINC	SLU (statico)	4

GERARCHIA DELLE RESISTENZE**MOMENTI ULTIMI MINIMI (CASI SISMICI):**

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min
1 I	sollecitazioni assenti							
1 S	sollecitazioni assenti							

TAGLI GERARCHIA:

As	Lp	caso	VEyd-	caso	VEyd+	caso	VEzd-	caso	VEzd+
1	611.	sollecitazioni assenti							

11.4. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno aggiunte staffe e staffoni nelle due direzioni delle soles di fondazione, vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento delle zone critiche e un incremento del 20-25% per le sovrapposizioni e i pieghe. Nel calcolo dell'incidenza delle armature nelle soles di fondazione si è tenuto in conto degli ancoraggi delle barre longitudinali dei setti.

Nel calcolo del volume delle staffe dei setti, vista la presenza di passi diversi tra la zona critica e la parte centrale del setto, si è considerato un passo medio di 20 cm.

AREA 5	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	ASlaterale	AStorsione	Staffe torsione	Staffe taglio	V,staffe [cm ³ /m]	Vc [cm ³ /m]	Asl,tot [cm ²]	Vsl,tot [cm ³ /m]	Vs,tot [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
FONDAZIONI	280 X 120 (h)	280	120	35	13Φ24	4+4Φ20	//	//	2Φ12/100	18532	3360000	178.3	17830	36362	1.08	120
SETTI	100 x 100 (h)	100	100	8	10Φ24	4+4Φ22	//	//	Φ10/200	1659	1000000	145.0	14496	16155	1.62	135
TRAVI	100 x 100 (h)	100	100	33	8Φ24	3+3Φ22	16Φ18	Φ12/100	1Φ10/100 1Φ10/100	8176	1000000	169.7	16970	25146	2.51	230
PALI	Φ60				14Φ20	//	//	//	Φ10/150	742	282743	50.1	5011	5754	2.03	160

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 120 kg/m³ di calcestruzzo per le fondazioni, 135 kg/m³ per i setti, 230 kg/m³ per le travi e 160 kg/m³ per i pali.