

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. portale in c.a. - AREA 8- 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 2	B

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	CCR Ing.	27/07/15	COCIV	29/07/15	A. Mancarella 	30/07/04	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
B00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T.	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A. Mancarella 	27/07/16	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H9200000008

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00	Foglio 3 di 40

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		5
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO		6
2.1. Normativa tecnica vigente		6
3. METODO DI CALCOLO.....		8
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....		9
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture.....		9
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato		9
4.3. Micropali.....		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		18
9. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA		21
9.1. Azione sismica		21
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI.....		22
10.1. Sollecitazioni		23
10.2. Portanza carichi verticali micropali		25
10.3. Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo.....		25
11. VERIFICHE STRUTTURALI		28
11.1. Verifiche Trave in Elevazione		28
11.2. Verifiche Setti.....		34
11.3. Incidenza Armature		40

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00

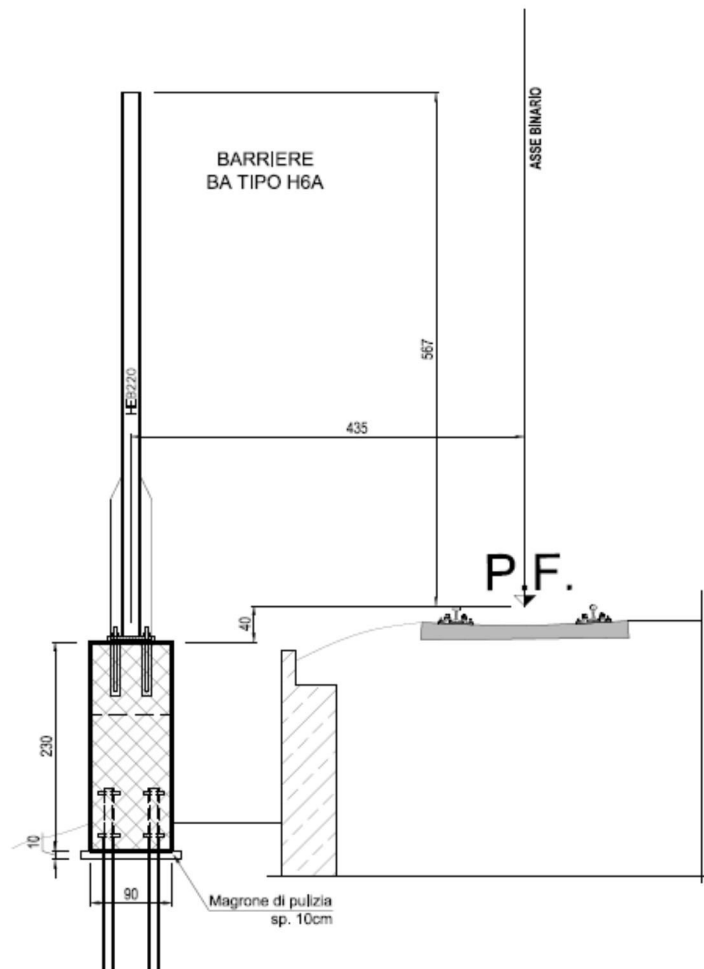
Foglio
4 di 40

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA con portale in c.a. di luce pari a 3,60m, 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 una trave in c.a. 0,90x0,80m, poggiante a sua volta su due setti 0,90x0,90m aventi interasse di 3,60m. Tali setti poggiano su 2 micropali Ø220mm ad interasse di 0,50m.

La suddetta struttura sarà realizzata nell'area d'intervento "8" in corrispondenza della Pk 112+790.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00
	Foglio 6 di 40

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 “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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni 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 fondazione”.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 “Norme 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 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- [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 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- [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 “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. Maggio 1993.
- [NT_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 – “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.”
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria”.
- [NT_15]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - “Manuale di progettazione - Corpo stradale”

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 “Calcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- [NT_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 40</p>

- [NT_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: 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 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni termiche”
- [NT_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 “Eurocodice2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”
- [NT_22]. UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”
- [NT_23]. UNI EN 1997-1:1997 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- [NT_24]. Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. giugno 2012.
- [NT_25]. Raccomandazioni AGI “Raccomandazioni sui pali di fondazione” ed. dicembre 1984.
- [NT_26]. Norma UNI EN 10025 – 2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27]. DM 16 Gennaio 1996 – “Norme tecniche per le costruzioni”
- [NT_28]. Istruzioni RFI- RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A – 21 dicembre 2011 – “Specifiche per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.”

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00</p> <p>Foglio 8 di 40</p>

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 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00	Foglio 9 di 40

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 $\leq 32 \text{ mm}$

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 $\leq 32 \text{ mm}$

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

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 – NTC08);

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

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

4.3. MICROPALI

Malte e miscele per iniezioni: $R_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$

Rapporto A/C Max in peso 0.5

Acciaio tubi S355 JR

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00 Foglio 10 di 40

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.

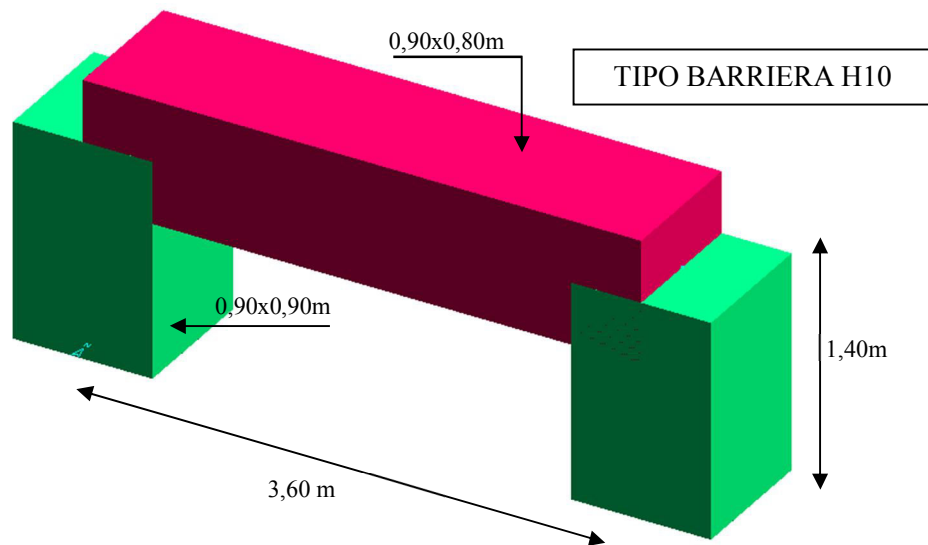
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate,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

I modelli della suddette tipologie strutturali, sono stati effettuati 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.

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso proprio	1	11	Peso proprio	Permanente
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	1	Permanente	Permanente
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	2	A:Var abitazione	Var.abitazione
<input type="radio"/> 004)	Sisma_X	1	8	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)
<input type="radio"/> 005)	Sisma_Y	1	9	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	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.500	±		
2	1.0PP+1.0Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	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	1.000	+	c3	1.000
				2	1.000	+	c4	0.300
6	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	c4	1.000
				2	1.000	+	c3	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.

- **“Peso_Proprio”**

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 “peso proprio” partecipano al carico sismico come masse sismiche.

- **“Pp_pannelli”**

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-00-012-B00	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:

$$P_{P \text{ pannelli vetro}} = (0.008 + 0.008) \cdot 2700 = 43.2 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{P \text{ pannelli vetro}} = 43.2 \text{ daN/m}^2 < P_{P \text{ pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

- **“Azione del Vento”**

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

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

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

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

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

Zona 1 (Piemonte,..)

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

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

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

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

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

$$z = z_{\text{min}}$$

Calcolo coefficiente di topografia

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

$$\beta = 0.5 \text{ per } z/H \leq 0.75$$

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

$$\beta = 0 \text{ per } z/H > 2$$

$$\gamma = 0 \text{ per } H/D \leq 0.10$$

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

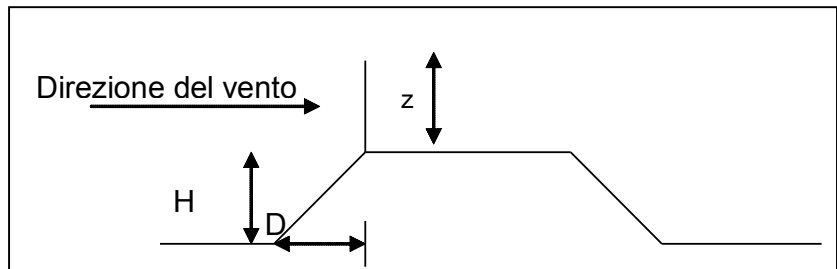
$$\gamma = 1 \text{ per } H/D > 0.30$$

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 $\alpha > 35^\circ$

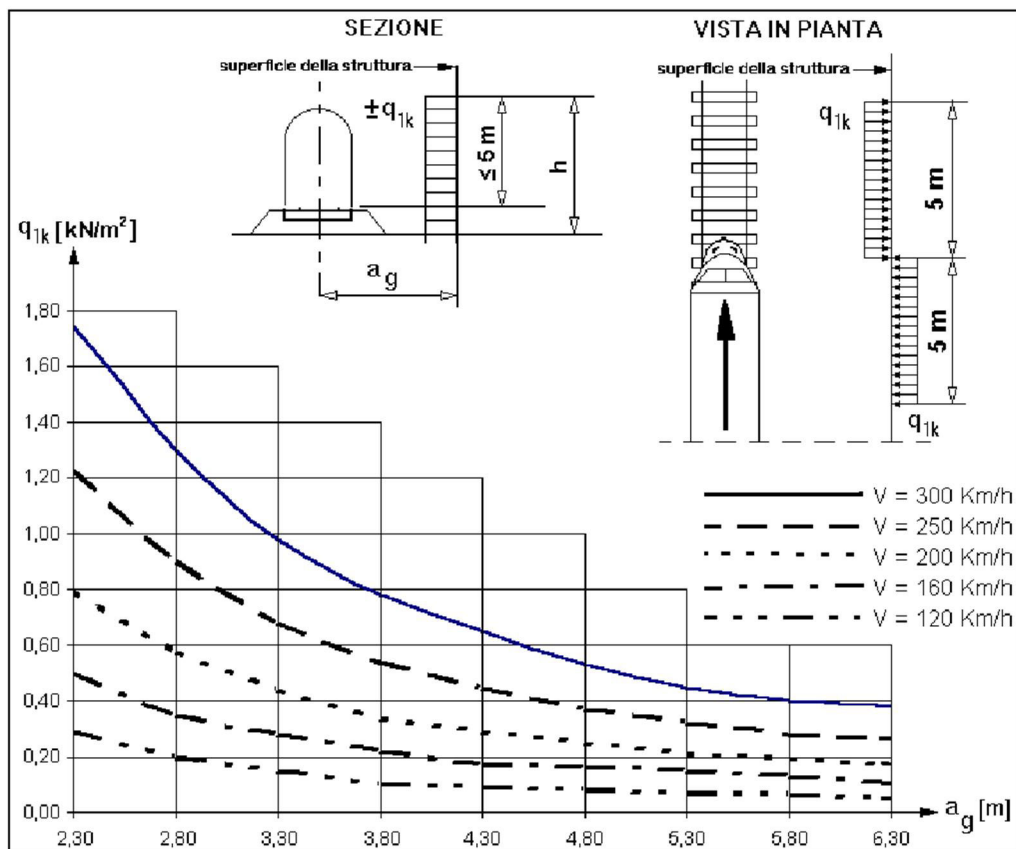
$$C_d = 1.0$$

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

- “Sovrappinta_Treno”

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovrappinta 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 “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari”.



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

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

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

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

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

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00 Foglio 17 di 40

- **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/m^2 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**.

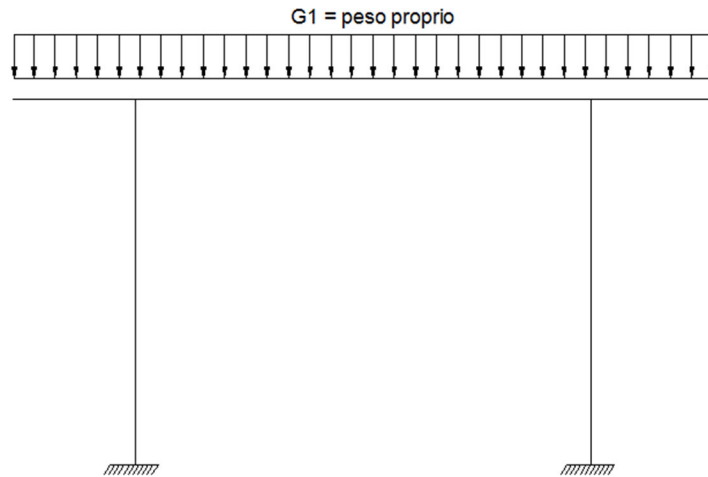
- **Carichi sismici**

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

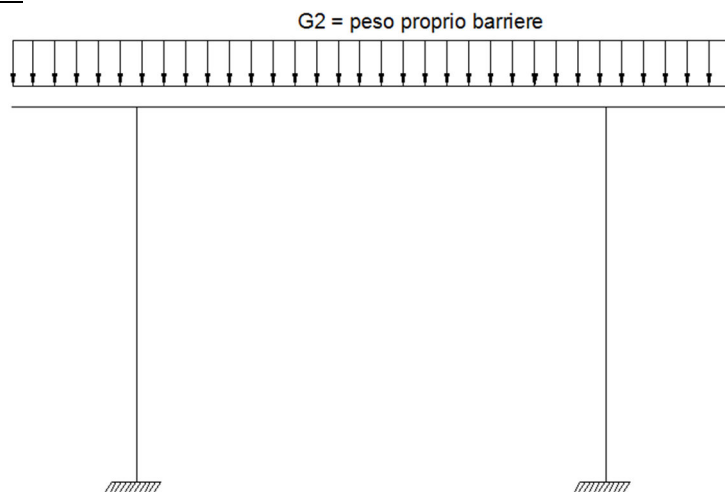
8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

- Peso proprio

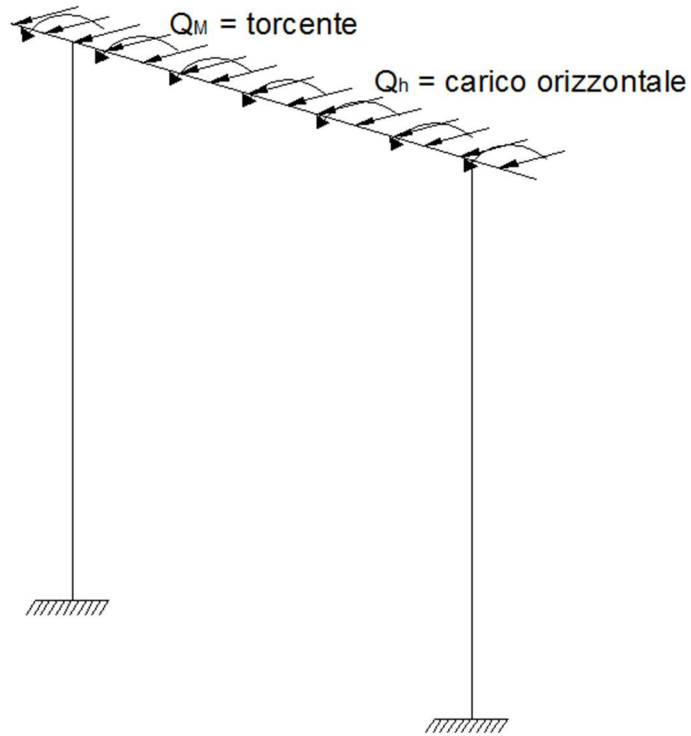
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



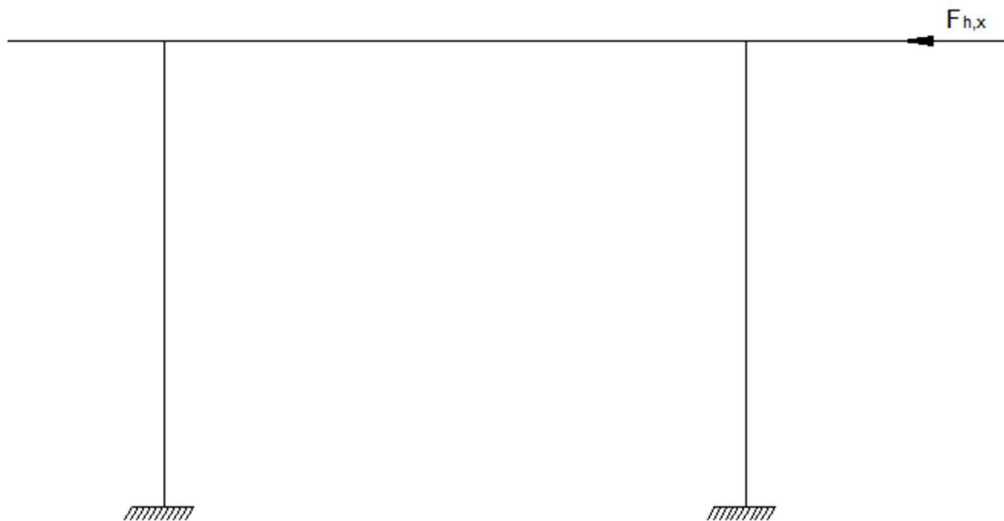
- Peso proprio pannelli



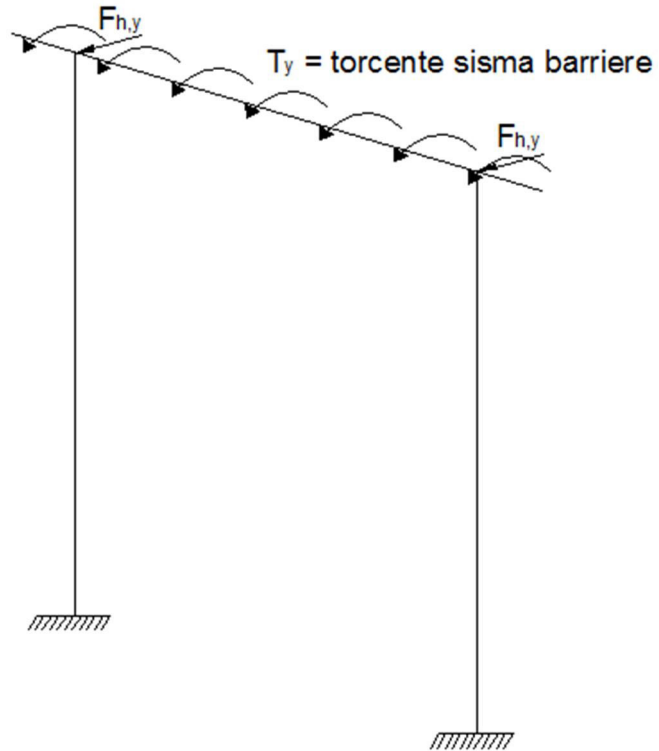
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00</p>	<p>Foglio 21 di 40</p>

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.

$$F_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I \cdot W$$

dove:

$$C = \frac{S-2}{100} = 0,04$$

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

$$\varepsilon = 1.3$$

Coefficiente di fondazione

$$\beta = 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} + P_{\text{Permanenti}} = 15519 + 4008 = 19527 \text{ daN}$$

Peso complessivo delle masse

$$F_h = 0,0624 \cdot 19527 = 1218.5 \text{ daN}$$

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

(barriere H10)

$$W_{\text{barriera}} = 1113.3 \text{ daN}$$

$$F_{h,y} = W \cdot K_h = 1113.3 \cdot 0.0624 = 69.5 \text{ daN}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{\text{bar}} + (H_{\text{trave}}/2)) / 2 = 69.5 \cdot (8 + 0.4) / 2 = 292 \text{ daNm}$$

10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata verticale condotte sui micropali Ø220 .

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

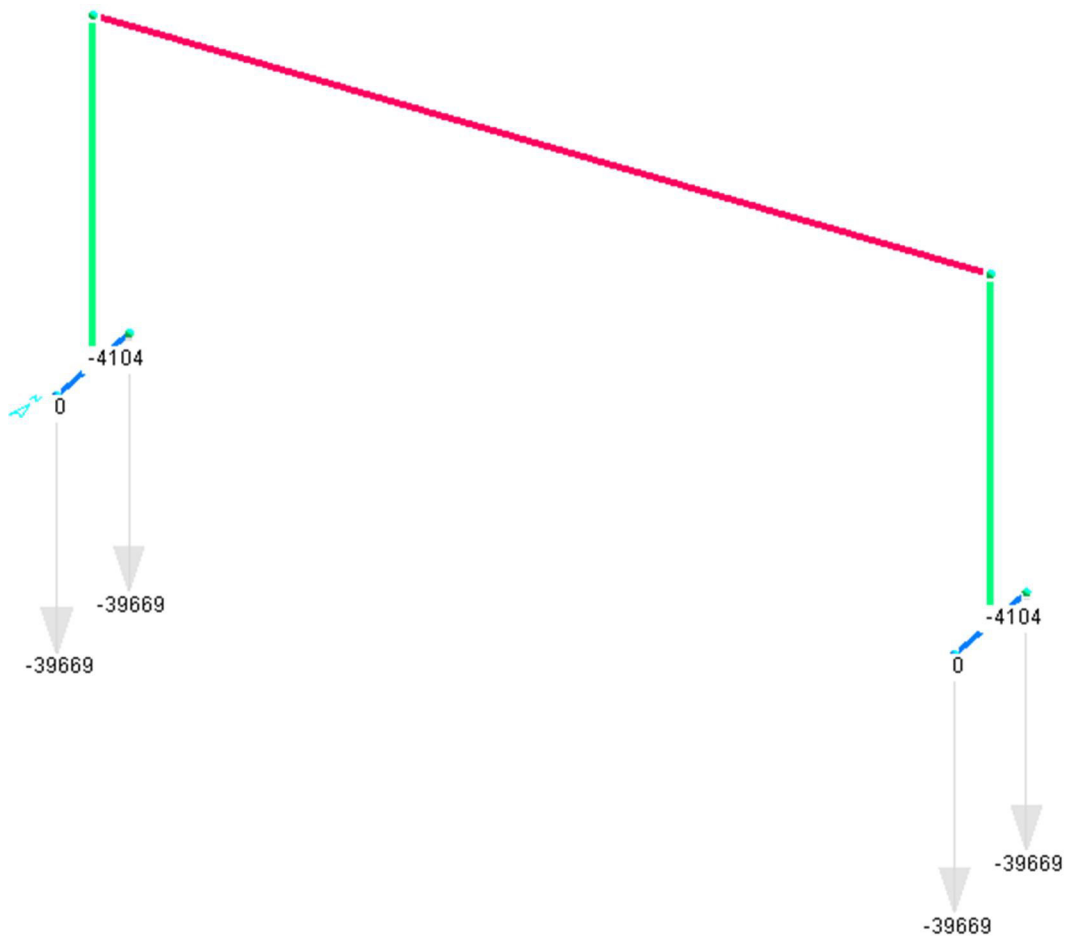
I valori delle capacità portanti di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

$$N_{Rd} > N_{Sd}$$

10.1. SOLLECITAZIONI

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

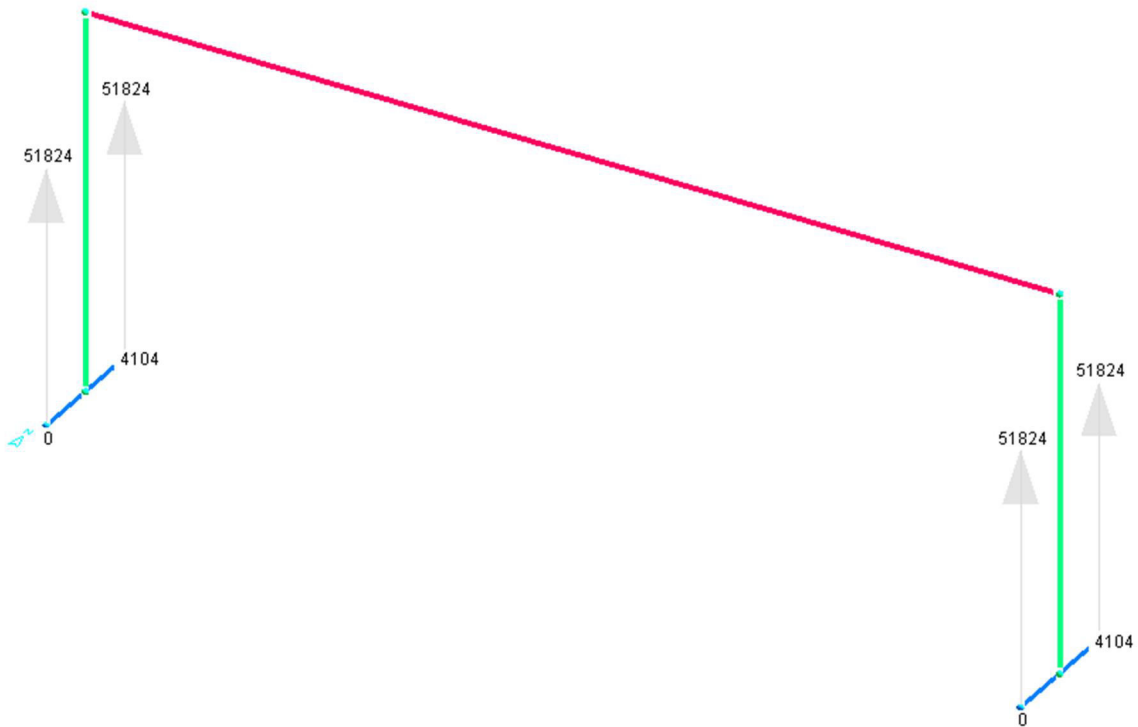
Reazioni minime



$$N_{Sd,min} = 397\text{kN (trazione)}$$

;

$$H_{Sd} = 41/2\text{pali} = 20.5\text{kN (taglio orizzontale)}$$

Reazioni massime

$$N_{Sd,max} = 518\text{kN (compression)} ; \quad H_{Sd} = 41 / 2\text{pali} = 20.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00		Foglio 25 di 40

10.2. PORTANZA CARICHI VERTICALI MICROPALI

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IGU2} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1}	L_{IGU2}	L_p	$Q_{i,k}$	$Q_{ip,k}$	$Q_{i,d,comp}$	$Q_{i,d,traz}$	$Q_{bj,d}$	W_p	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 8 + 2 = 10$ m con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 545.5 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 518 \text{ kN} \quad ; \quad Q_{lim,traz} = 467.6 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 397 \text{ kN}$$

10.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali in condizioni di esercizio può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D_b \cdot y = 0$$

in cui:

E = modulo elastico longitudinale del micropalo

J = momento d'inerzia del micropalo

y = spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale

L'equazione si può anche scrivere nella forma:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

in cui

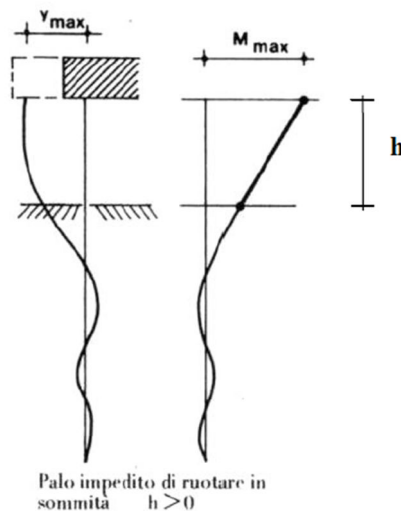
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_b}}$$

è la lunghezza caratteristica del micropalo.

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h=1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:

$$M_{max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + \lambda)$$

$$T_{max} = H$$



Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

$T_{max} = H$ forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure $h = 1$ m nei restanti casi.

$M_{max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + L_0)$ calcolato in base alle seguenti proprietà:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{k_h \cdot D_d}}$$

dove

E modulo elastico del calcestruzzo

J_s momento d'inerzia del tubo

J_c momento d'inerzia del calcestruzzo

l'acciaio è omogeneizzato al calcestruzzo con $n=6$

$J = J_c + n \cdot J_s$ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z/d$ coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$ coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$$

dove:

a coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

γ peso specifico del terreno.

z profondità media del terreno reagente, trascurando il primo metro di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$$d = D_d$$

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{N,Rd}$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1.7})$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 518 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 20.5 \text{ kN}$

γ_{limo} [kN/m ³]	γ_{ghiaia} [kN/m ³]	k_h [kN/m ³]	c_g	n_h [kN/m ³]	a	z [m]	d [m]	D_b [mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

V_{Sd} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	A [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{M0}	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	W_{pl} [mm ³]	h [m]	E [N/mm ²]	J [mm ⁴]
20.5	1376.05	518	4070	355	1.05	57.1381	169000	2	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad \mathbf{28.4861 \text{ [kNm]}}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad \mathbf{46.2836 \text{ [kNm]}}$$

$$M_{N,Rd} = 46.3 \text{ kNm} > M_{Sd} = 28 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

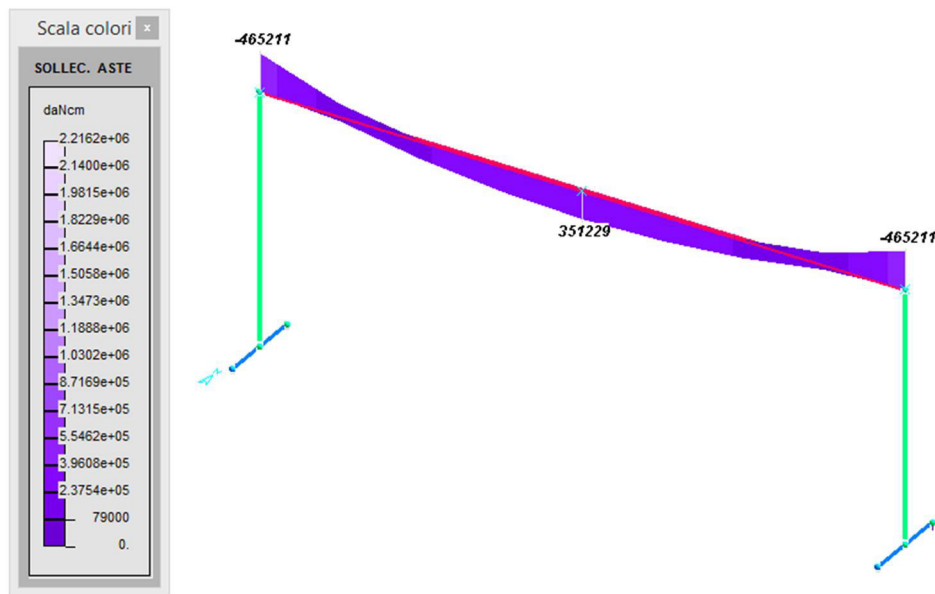
11. VERIFICHE STRUTTURALI

11.1. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della trave in elevazione del sistema strutturale.

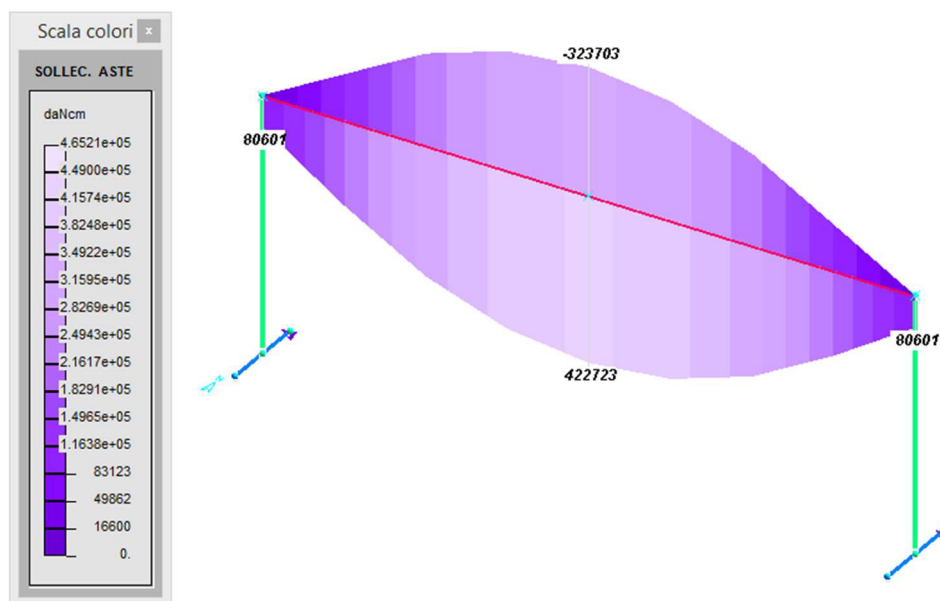
A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente $-M_x$ (flessione nel piano verticale)



$$M_{Sd}^{(-)} = 46.5 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{Sd}^{(+)} = 35.1 \text{ kNm}$$

Momento flettente $-M_y$ (flessione nel piano orizzontale)



$$M_{Sd}^{(-)} = 32.4 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{Sd}^{(+)} = 42.3 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a presso-flessione deviata eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$A_s = A'_s = 4 \text{ } \varnothing 20;$$

$$A_l = 1+1 \text{ } \varnothing 20$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave

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

TITOLO : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	90	0
3	90	80
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	6	6
2	3.14	20.5	6
3	3.14	70.5	6
4	3.14	84	6
5	3.14	6	74
6	3.14	20.5	74

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd} 18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	T _{co} 0.7333
		T _{c1} 2.114

M_{xRd} kNm
 M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

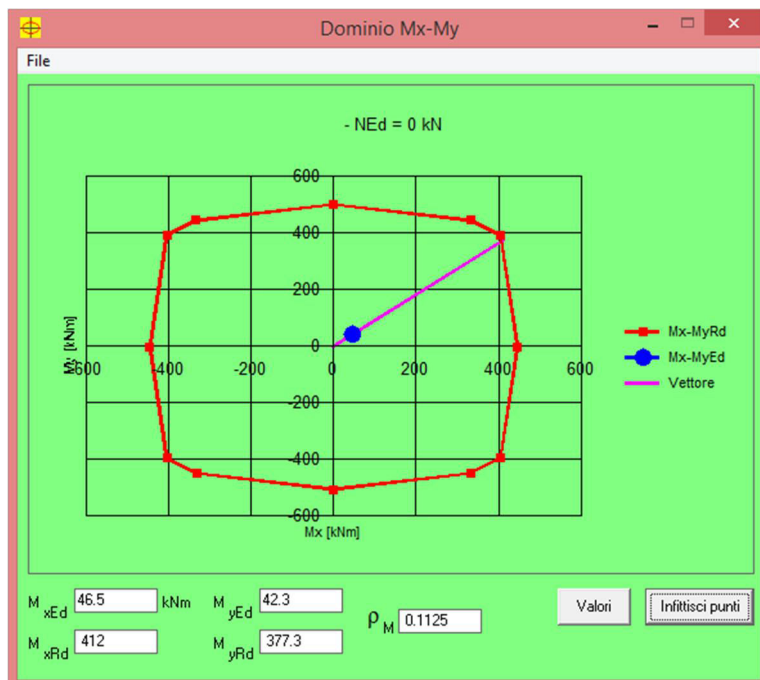
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

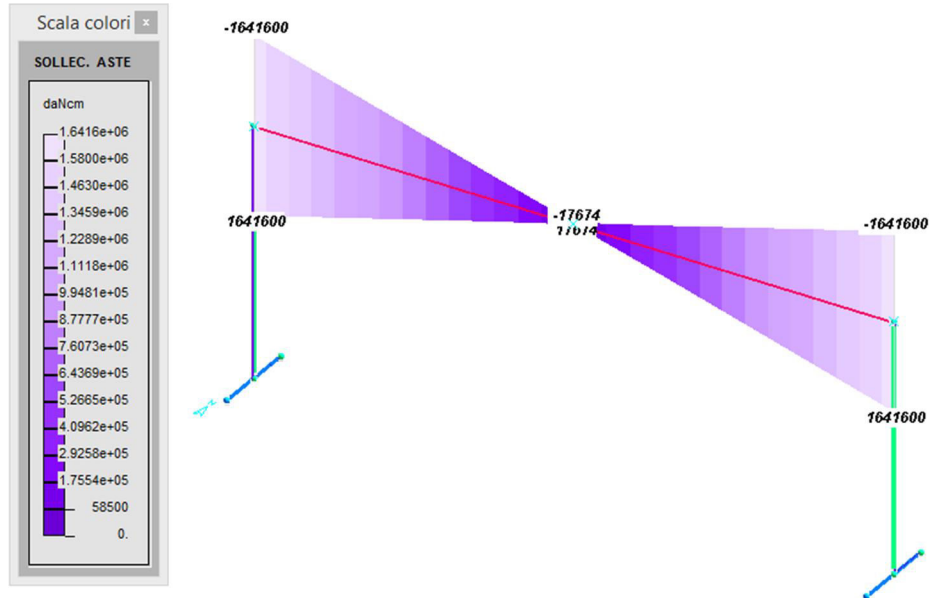
angolo asse neutro θ°

Precompresso



$$M_{Rd,x} = 412 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 46.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 377.3 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 42.3 \text{ kNm}$$

Momentotorcente - T

$$T_{sd} = 164.16 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{sl} = 4 \cdot 4 \cdot \pi \cdot 20^2 = 25.12 \text{ cm}^2;$$

$$A_{sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 10/150 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 \cdot (f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot B_e \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd}$$

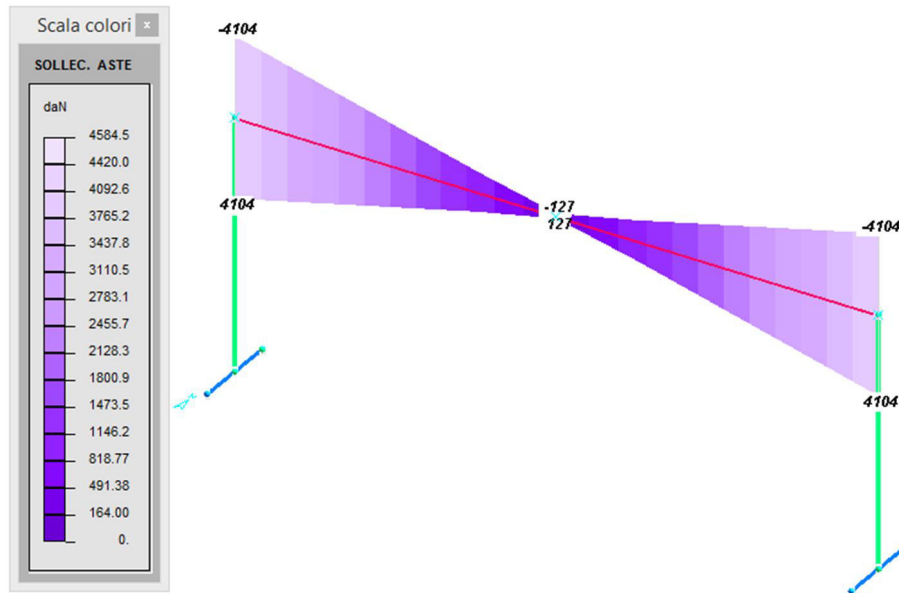
$$T_{Rld} = 2 \cdot B_e \cdot \Sigma A_{sl} / u_e \cdot f_{yd}$$

Dove:

Verifica a torsione DM 96

Asl	25.12 cm ²	fcd	18.13 N/mm ²	C32/40
Asw	1.59 cm ²	fyd	391.3 N/mm ²	B450C
B	90 cm	s, staffe	15 cm	
H	80 cm			
c	6 cm			
Be	5304 cm ²			
ue	292 cm			
de	78 cm			
hs	13.0 cm			

Trcd =	625.0 kNm
Trsd =	440.0 kNm
Trld =	357.1 kNm

Taglio - V_z 

$$V_{Sd,z} = 41.04 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio delle travi.

$$A_{Sw} = 1 \text{ spillo } \varnothing 10/150 = 79 \text{ mm}^2$$

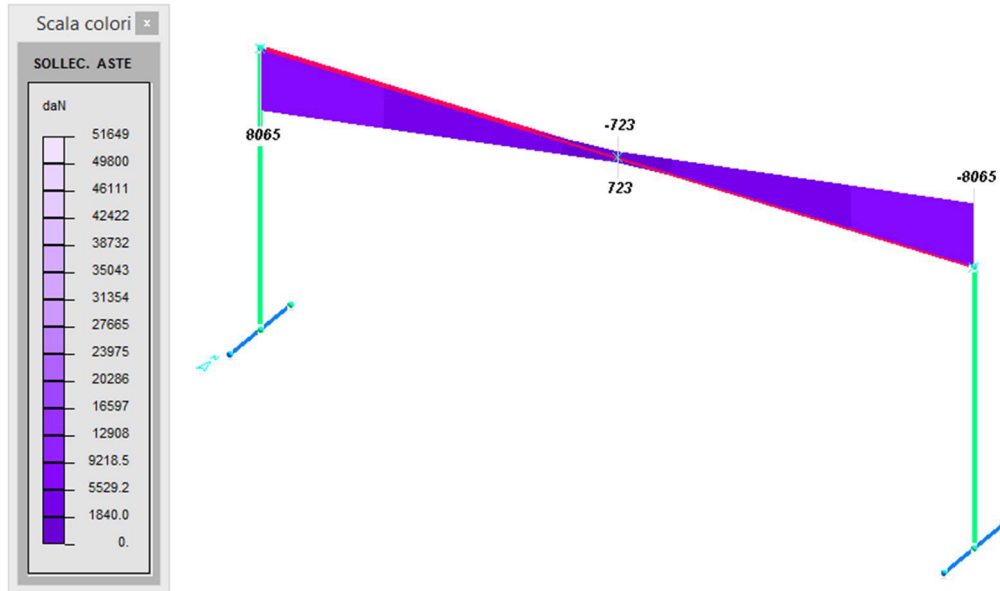
$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:

Verifica a taglio DM 96

A_{sw}	79 mm ²	$\varnothing 10/150$	
B	800 mm	s	150 mm
H	900 mm	alfa	90
d	840 mm		
c	60 mm		

V_{wd}	155.8 kN
----------	----------

Taglio - V_y 

$$V_{Sd,y} = 80.65 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio delle travi.

$$A_{Sw} = 1 \text{ spillo } \varnothing 10/150 = 79 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:

Verifica a taglio DM 96

A_{sw}	79 mm ²	$\varnothing 10/150$	
B	900 mm	s	150 mm
H	800 mm	alfa	90
d	740 mm		
c	60 mm		

V_{wd}	137.3 kN
----------	----------

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:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rdu}} \leq 1 \Rightarrow \frac{164.2}{625} + \frac{81}{3622.4} < 1 \Rightarrow 0.285 < 1$$

Dove: $V_{Rdu} = 0.30 f_{cd} b_w d$.



Armature minime secondo DM 16/01/1996

Travi

Armatura longitudinale tesa minima mmq

$$0.15\% < \rho$$

In direzione "z"

1080 < **1884**

In direzione "y"

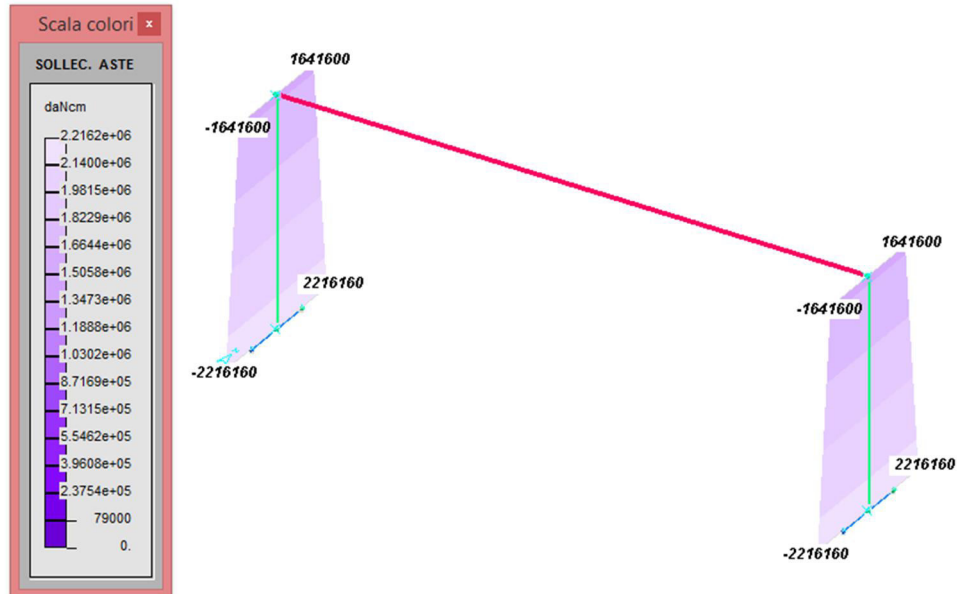
1080 < **1570**

11.2. VERIFICHE SETTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti del sistema strutturale.

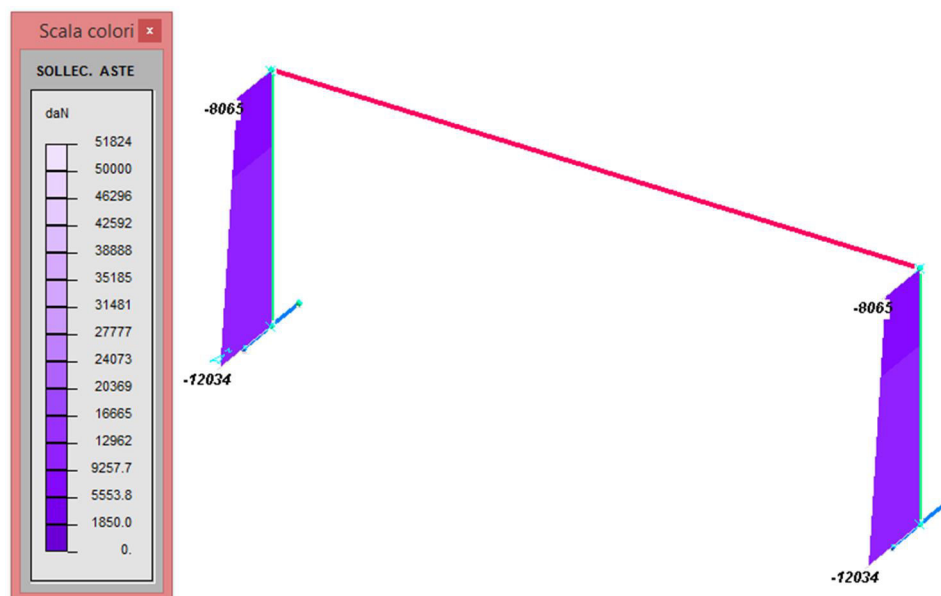
A tal proposito si riportano i diagrammi di involucro delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M



$$M_{Sd} = 221.6 \text{ kNm}$$

Sforzo Normale - N



$$N_{Sd,min} = 120.4 \text{ kN}$$

Si riporta la verifica dei setti a presso-flessione eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$A_s = A'_s = 5 \text{ } \varnothing 20;$$

$$A_{\text{Scentrale}} = 3+3 \text{ } \varnothing 20.$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: setti

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

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	90	0
3	90	90
4	0	90

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	6	6
2	3.14	25.5	6
3	3.14	45	6
4	3.14	65	6
5	3.14	84	6
6	3.14	6	84

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

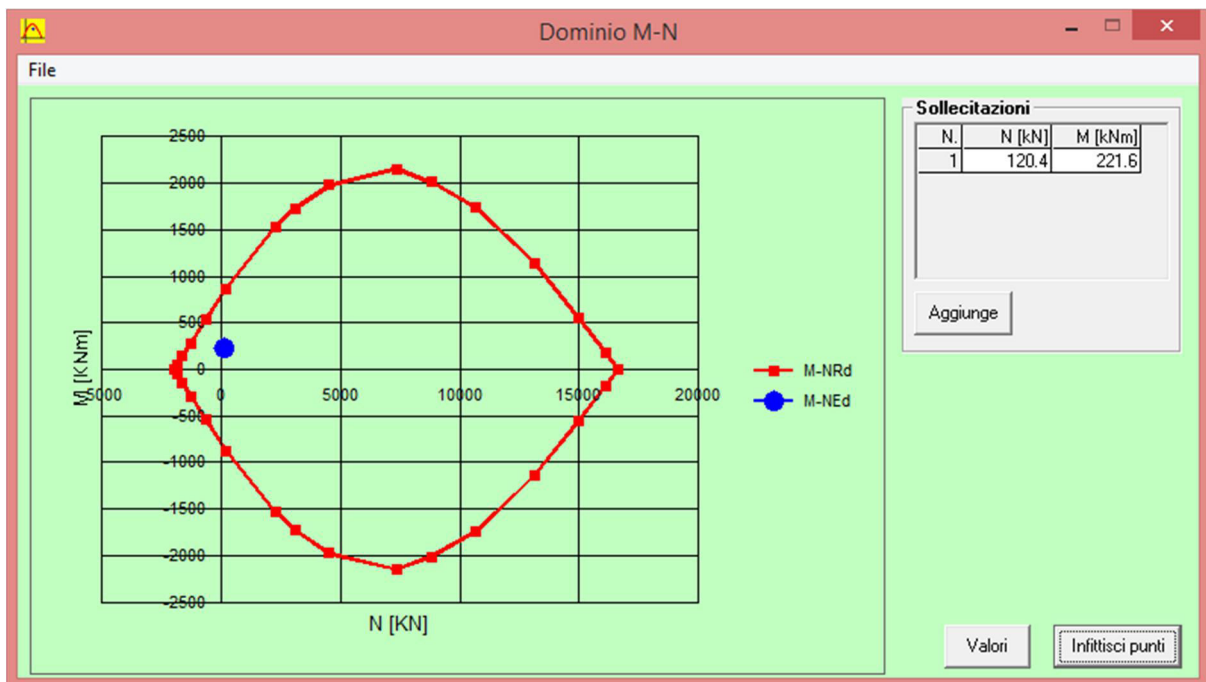
σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 30.66 ‰
d 84 cm
x 8.607 x/d 0.1025
 δ 0.7

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

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

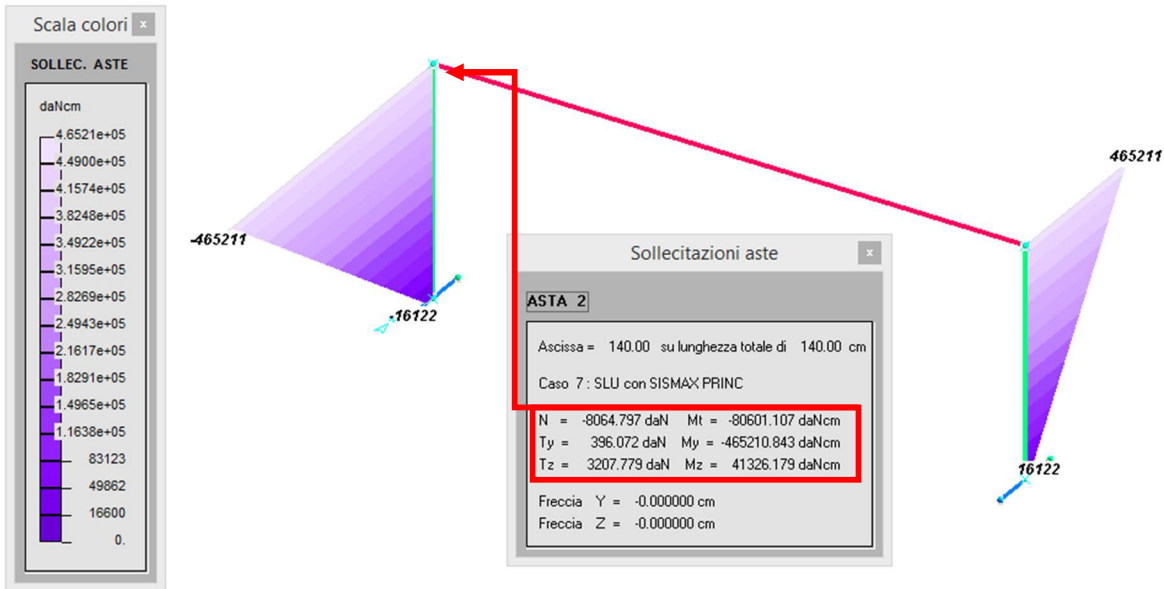
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso



$$M_{Rd} = 839.8 \text{ kNm} > M_{sd} = 221.6 \text{ kNm}$$

Momentoflettente – M_y



$M_{Sd,y} = 46.52 \text{ kNm}$; $M_{Sd,x} = 4.13 \text{ kNm}$; $N_{Sd} = 80.65 \text{ kN}$

Si riporta la verifica del setto a presso-flessione deviata eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$A_s = A'_s = 5 \text{ } \varnothing 20$;

$A_{Scentrale} = 3+3 \text{ } \varnothing 20$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: setti

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

TITOLO : _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 16 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	90	0
3	90	90
4	0	90

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	6	6
2	3.14	25.5	6
3	3.14	45	6
4	3.14	65	6
5	3.14	84	6
6	3.14	6	84

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 80.65 0 kN
 M_{xEd} 4.13 0 kNm
 M_{yEd} 46.52 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcola MRd Dominio Mx-My

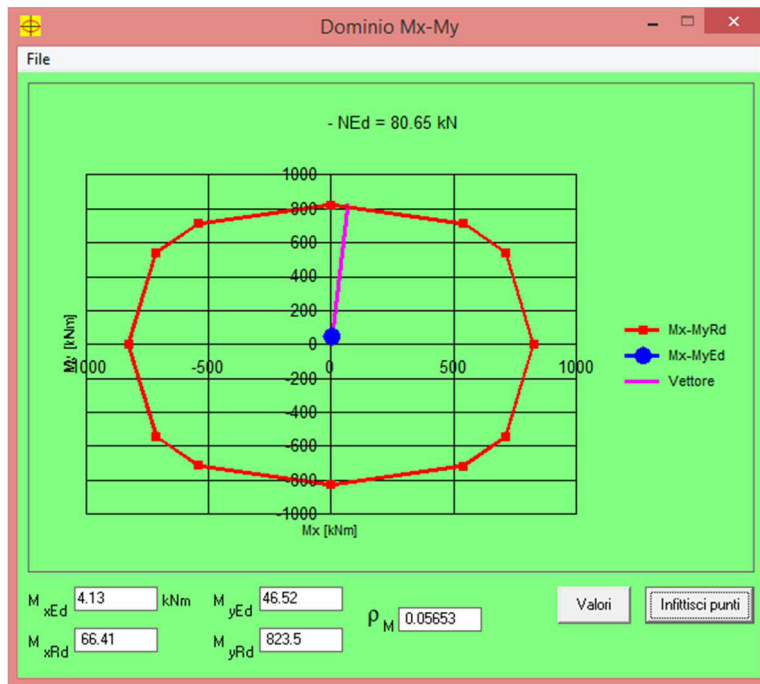
angolo asse neutro θ° 272

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

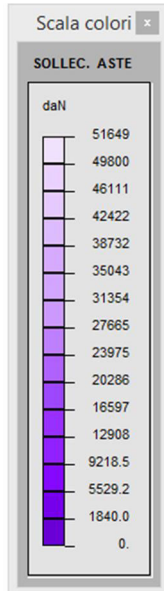
ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 66.41 kN m
 M_{yRd} 823.5 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 25.61 %
 d 86.88 cm
 x 10.44 x/d 0.1202
 δ 0.7



$$M_{Rd,x} = 66.41 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 823.5 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 46.52 \text{ kNm}$$

Taglio $-V_y$ 

$$V_{Sd,z} = 41.04 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio dei setti.

$$A_{Sw} = 1 \text{ spillo } \Phi 10/150 = 79 \text{ mm}^2$$

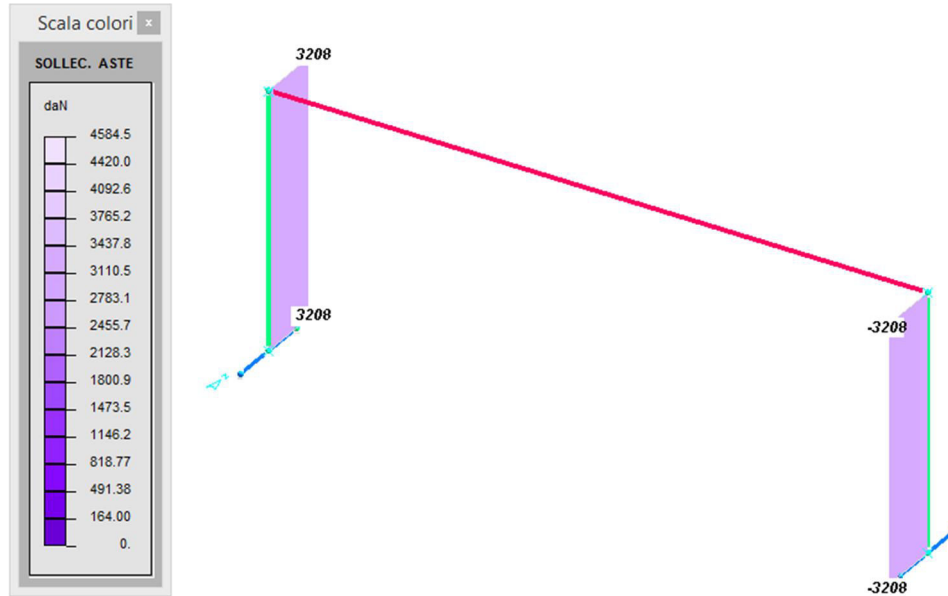
$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:

Verifica a taglio DM 96

A _{sw}	79 mm ²	Φ10/150	
B	900 mm	s	150 mm
H	900 mm	alfa	90
d	840 mm		
c	60 mm		

V_{wd}	155.8 kN
-----------------------	-----------------

Taglio $-V_z$ 

$$V_{Sd,z} = 32.08 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio dei setti.

$$A_{Sw} = 1 \text{ spillo } \Phi 10/150 = 79 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:

Verifica a taglio DM 96

A_{sw}	79 mm ²	$\Phi 10/150$	
B	900 mm	s	150 mm
H	900 mm	alfa	90
d	840 mm		
c	60 mm		

V_{wd}	155.8 kN
----------	----------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-012-B00		Foglio 40 di 40

Armature minime secondo DM 16/01/1996

Pilastri

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.3\% < A_s/A_c < 6\%$$

$$2430 < 5024 < 48600$$

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.15 N_{sd}/f_{yd} < A_s$$

$$46 < 5024$$

11.3. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento delle zone critiche e un incremento del 20-25% per le sovrapposizioni e i pieghi. Nel calcolo dell'incidenza delle armature nella trave e nei setti si è tenuto in conto delle armature a taglio (staffe) affinché una barra longitudinale ogni due sia legata da un'armatura trasversale.

AREA 8	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	A _s =A' _s	A _s laterale	A _s torsione	Staffe torsione	Staffe taglio	V _s staffe [cm ³ /m]	V _c [cm ³ /m]	A _{sl,tot} [cm ²]	V _{sl,tot} [cm ³ /m]	V _{s,tot} [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
SETTI	90 x 90 (h)	90	90	5	5Φ20	3+3Φ20	Φ10/150	2002	2Φ10/150	1159	810000	60.3	6029	7188	0.89	75
TRAVI	90 x 80 (h)	90	80	2	6Φ20	3+3Φ20	Φ10/150	1422	Φ10/150 Φ10/150	1950	720000	70.7	7065	9015	1.25	100

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 75 kg/m³ di calcestruzzo per i setti e 100 kg/m³ per la trave.