

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. continuo - AREA 1 - 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 0 9	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-00-009-B00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-009-B00	Foglio 3 di 47

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO		5
2.1. Normativa tecnica vigente		5
3. METODO DI CALCOLO.....		7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....		7
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture.....		7
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato		8
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO		9
6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO		9
7. MODELLAZIONE.....		10
8. ANALISI DEI CARICHI.....		11
8.1. Condizioni elementari di carico.....		11
8.2. Combinazioni di carico		11
8.3. Definizione dei carichi		12
8.4. grafici esplicativi dei carichi		16
9. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA		19
9.1. Azione sismica		19
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI		20
10.1. Sollecitazioni		21
10.2. Portanza carichi verticali.....		23
10.3. Calcolo del Momento di Plasticizzazione.....		24
10.4. Calcolo del Carico Limite Orizzontale		25
10.5. Sollecitazioni lungo il Palo		26
11. VERIFICHE STRUTTURALI		33
11.1. Verifiche Trave di Fondazione.....		33
11.2. Verifiche Trave in Elevazione		36
11.3. Verifiche Setti.....		42
11.4. INCIDENZA ARMATURE		47

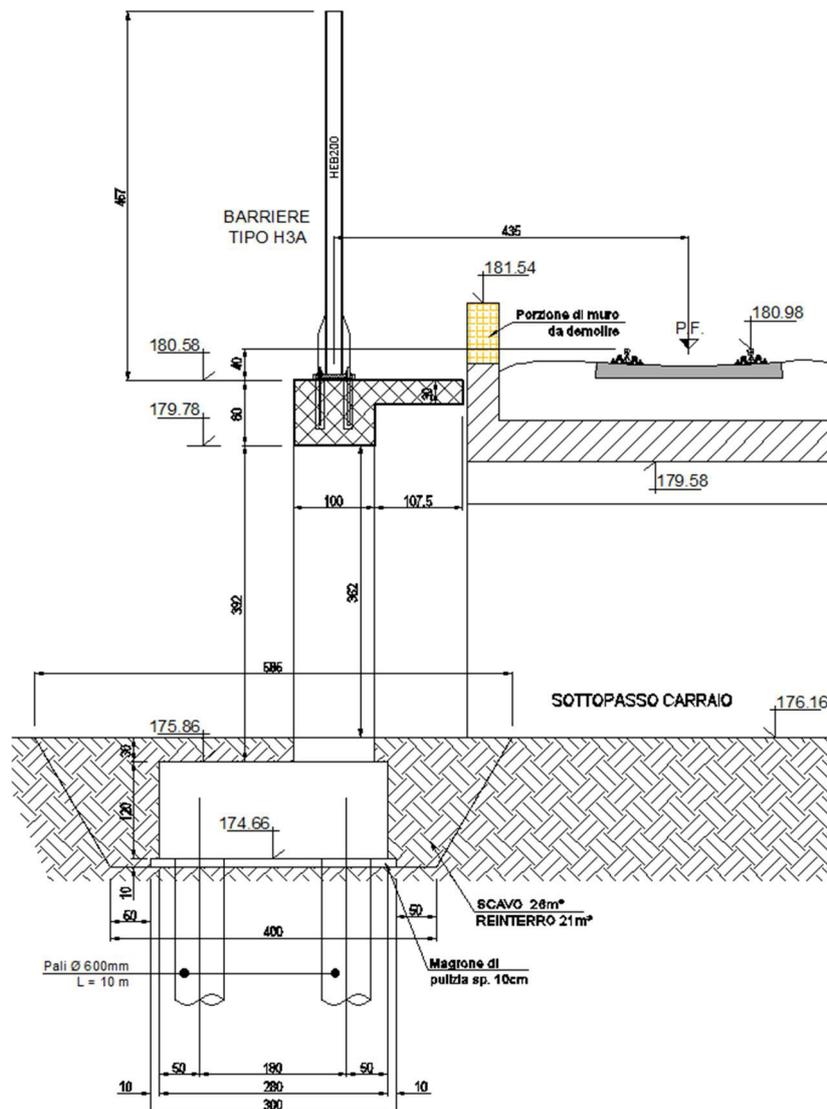
1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA con setti su pali, 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. 1,00x0,80m, poggiante a sua volta su setti 0,80x1,00m aventi interasse massimo di 6,30 m. Tali pilastri si innestano su soles di fondazione di sezione 1,20x1,20m, ciascuna avente 2 pali Ø600mm ad interasse di 1,80m.

La suddetta struttura sarà realizzata nell'area d'intervento "1", in corrispondenza della Pk 109+570.

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-00-009-B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 47</p>

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-00-009-B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 47</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.”

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-009-B00
	Foglio 7 di 47

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.

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

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 ≤ 32 mm

CALCESTRUZZO ELEVAZIONI CLASSE C32/40 ($R_{ck} \geq 40 N/mm^2$)

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

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

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

Massima dimensione aggregati ≤ 32 mm

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.

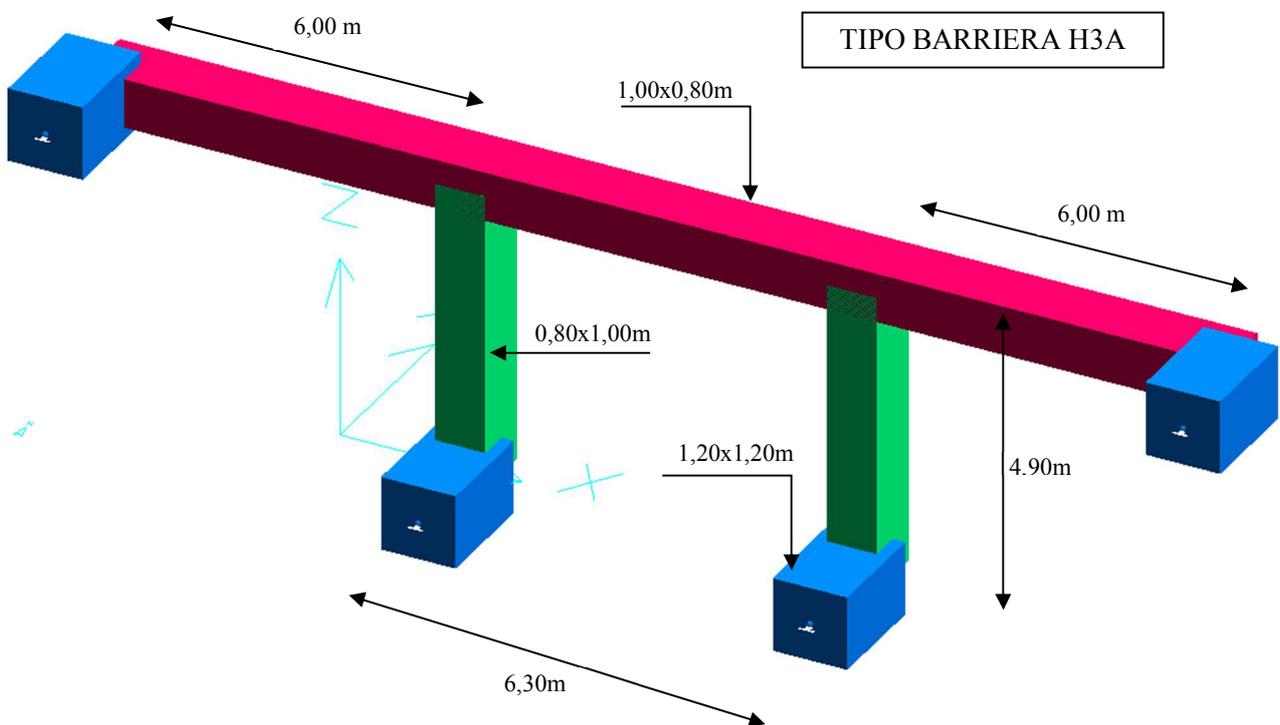
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate,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

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

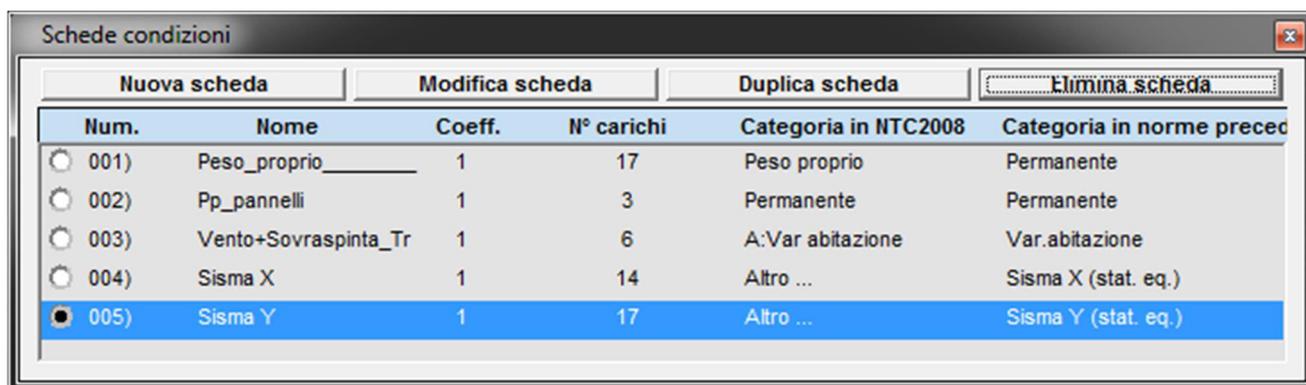
MODELLO IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI



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.



Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced
<input type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	17	Peso proprio	Permanente
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	3	Permanente	Permanente
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	6	A:Var abitazione	Var.abitazione
<input type="radio"/> 004)	Sisma X	1	14	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)
<input checked="" type="radio"/> 005)	Sisma Y	1	17	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-00-009-B00	Foglio 13 di 47

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,..)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

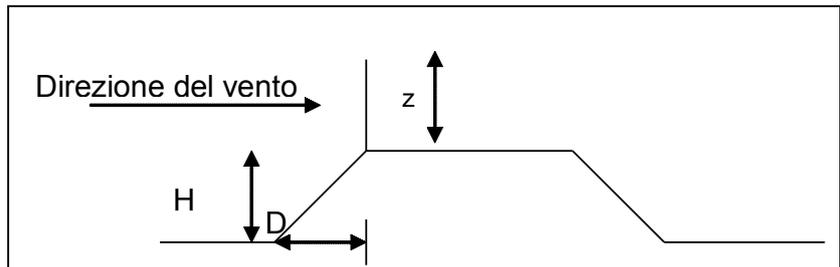
$$\gamma = 1 \text{ per } H/D > 0.30$$

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 $\alpha > 35^\circ$

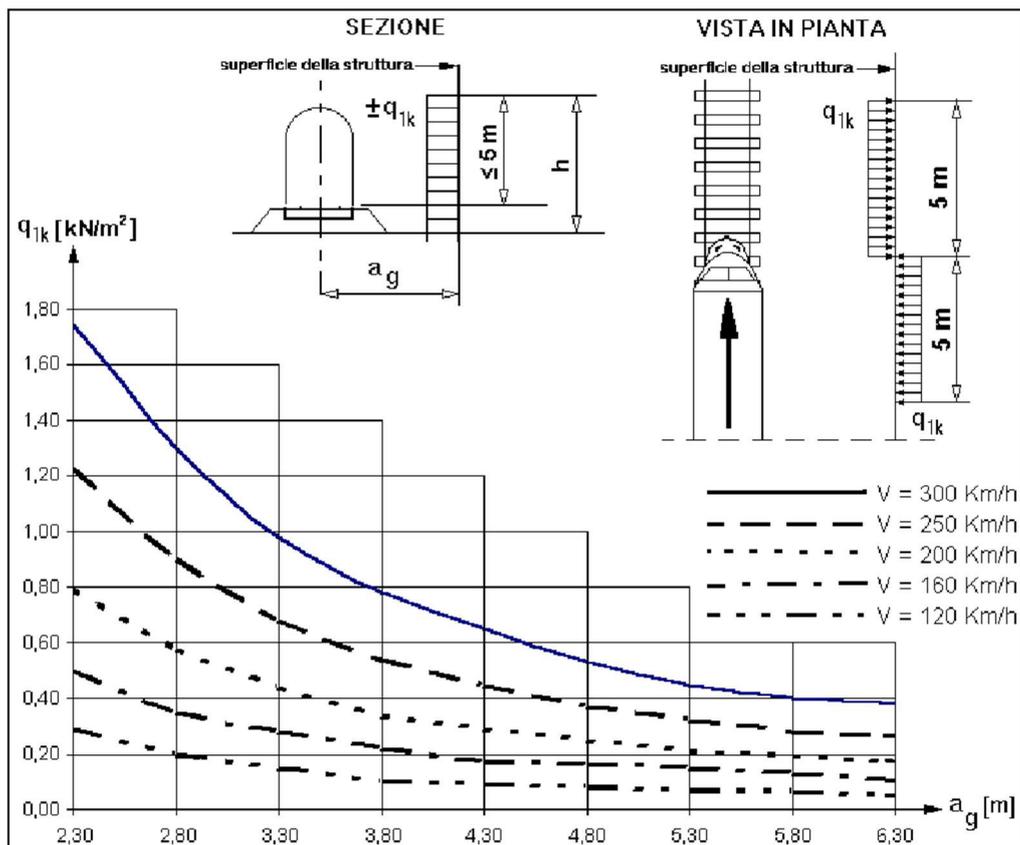
$$C_d = 1.0$$

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

- “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-00-009-B00	Foglio 16 di 47

- **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**

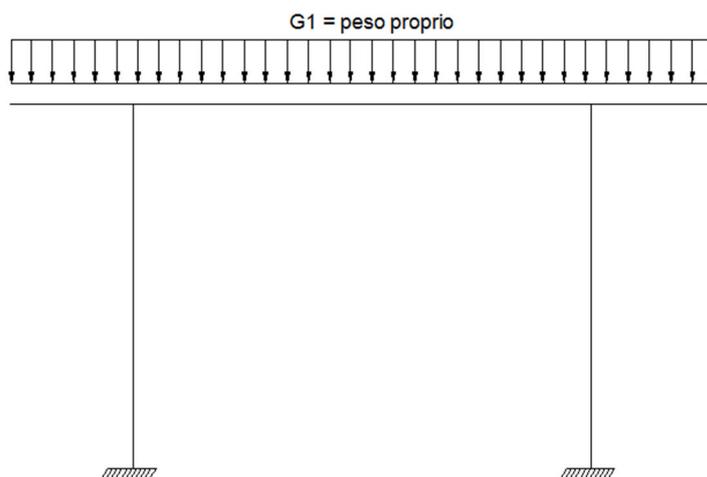
Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

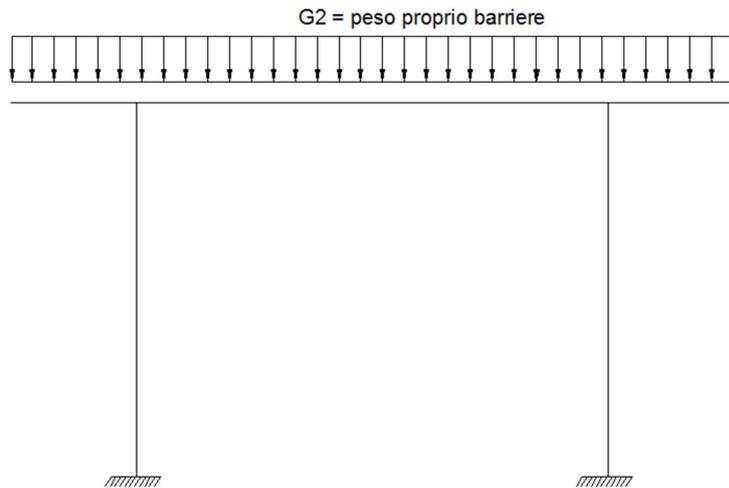
Per semplicità si fa riferimento allo schema di carico di una sola campata.

- **Peso proprio**

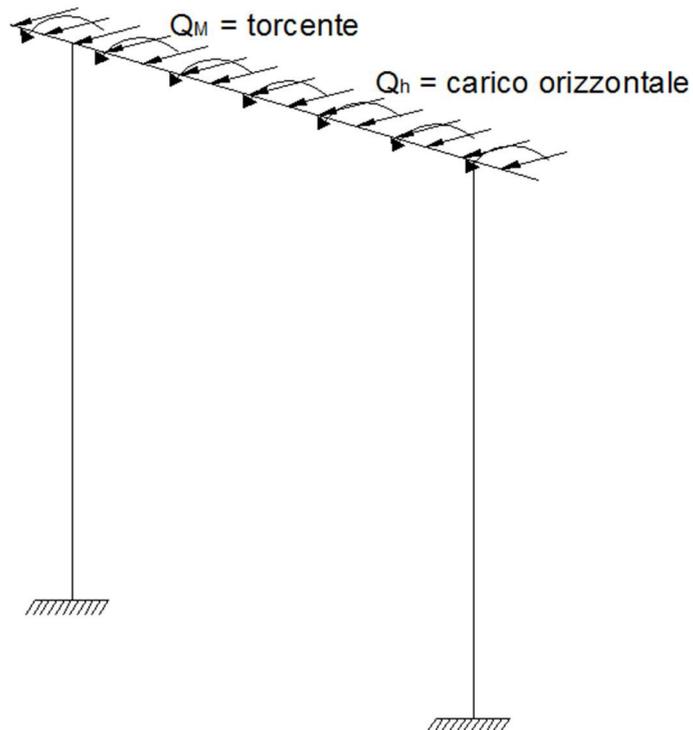
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



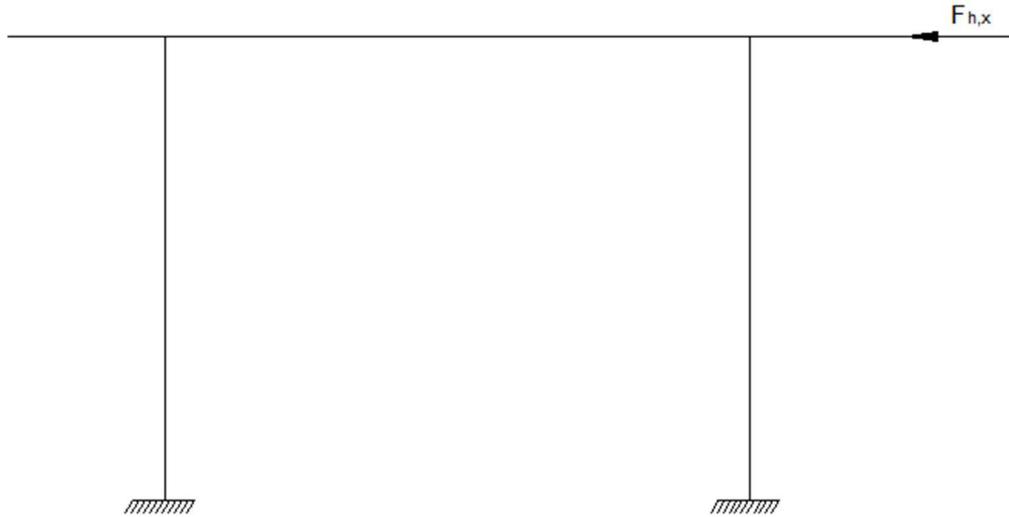
- Peso proprio pannelli



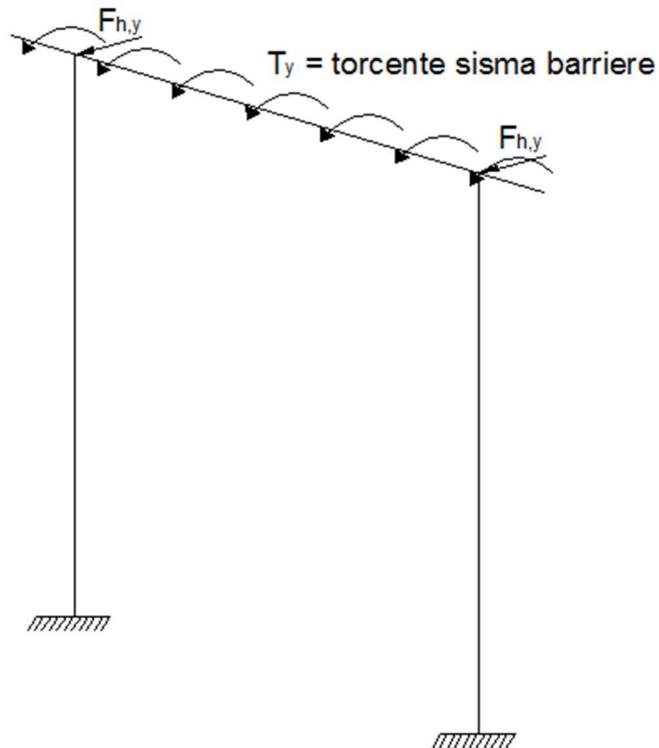
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-009-B00	Foglio 19 di 47

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

$$W = P_{proprio} + \text{Permanenti} = 82670 + 16250 = 98920 \text{ daN} \quad \text{Peso complessivo delle masse sismiche}$$

$$F_h = 0,0624 \cdot 163034 = 6173 \text{ daN}$$

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

Barriere H3A

$$W_{barriera} = 888 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,y} = W \cdot K_h = 888 \cdot 0.0624 = 55.4 \text{ daN/m}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{bar} + (H_{trave}/2)) / 2 = 55.4 \cdot (4.5 + 0.4) / 2 = 136 \text{ daNm/m}$$

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_{S3}	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_{S4}	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

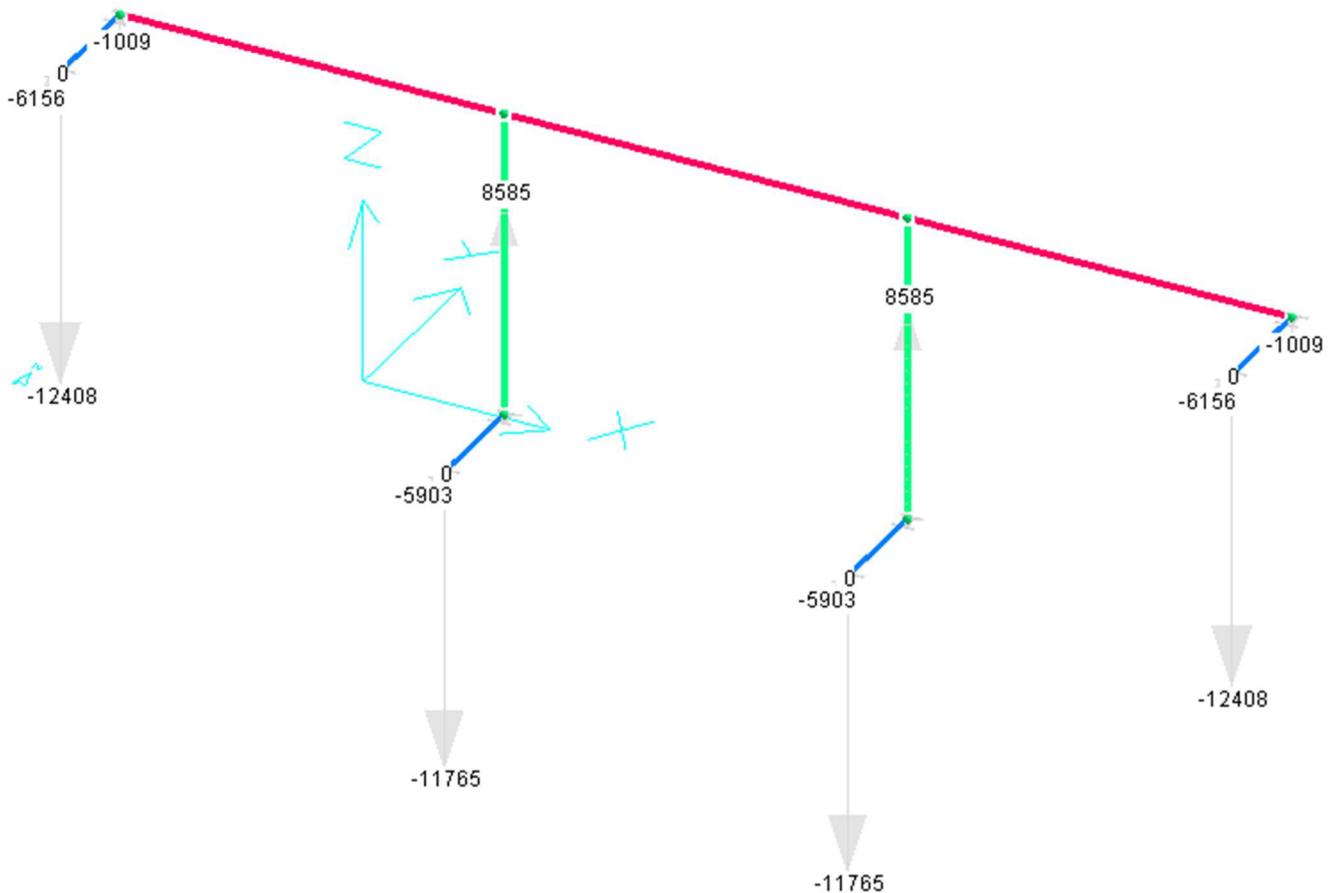
I valori delle capacità portante di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

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

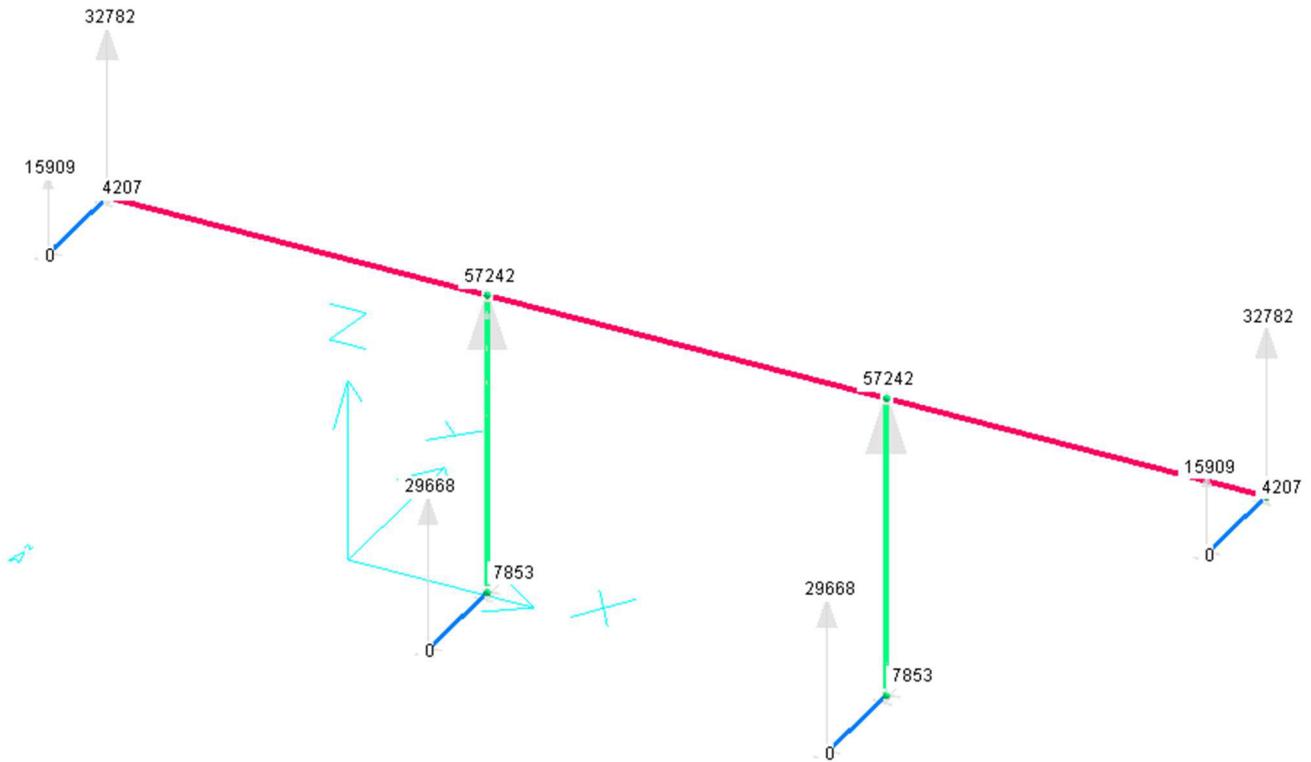
10.1. SOLLECITAZIONI

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

Reazioni minime



$$N_{Sd, \min} = 124 \text{ kN (trazione)} \quad ; \quad H_{Sd} = 62/2\text{pali} = 31 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

Reazioni massime

$$N_{Sd,max} = 572 \text{ kN (compression)}$$

;

$$H_{Sd} = 79 / 2\text{pali} = 39.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

10.2. PORTANZA CARICHI VERTICALI

Il dimensionamento dei pali trivellati $\Phi 600$ è stato eseguito tenendo conto delle sollecitazioni massime sopra riportate. In particolare:

$$N_{Sd,max} = 572 \text{ kN (compressione)}$$

$$N_{Sd,max} = 124 \text{ kN (trazione)}$$

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI (Teoria di Berezantzev)

Riferimento: **Pali Fondaz. L = 10m d = 0.6m**

Lunghezza palo	m	10.00
Diametro palo	m	0.60
Peso del palo: Pg=	daN	7'065

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente n. cons. / mis	Limo sabbioso
strato 2	incoerente denso	Ghiaia
strato 3	incoerente sciolto	0
strato 4	coerente precon. (Cu)	0
strato 5	incoerente sciolto	0

Pressione qz alla quota di testa del palo	daN/m ²	2'700
---	--------------------	--------------

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	3.5	6.5	0	0	0
densità	daN/m ³	1800	1900	0	0	0
Angolo Attrito	(°)	25.0	33.0	0.0	0.0	0.0
Coesione	daN/cm ²	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
s _o	daN/cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k		0.578	0.400	0.500	0.000	0.500
μ		0.466	0.649	0.000	0.000	0.000
q _z	daN/m ²	5850	15175	21350	21350	21350
Portanza laterale	daN	10'390	48'242	0	0	0
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL						58'632daN
PORTANZA LATERALE: PLc = PL / (1.1*1.25)						42'641daN

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$ (Teoria di Berezantzev)

Strato 2	Ghiaia	
densità	daN/m ³	1900
Ang. Attrito	(°)	33.0
Coesione	daN/cm ²	0
N _q		26.8
N _c		39.8
q _z	daN/m ²	21350
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		161'698daN
PORTANZA ALLA PUNTA: PPc = PP / (1.1*1.25)		117'599daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: P_{tot} = PLc + PPc	160'240daN
---	-------------------

GARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: P_{c,comp} = P_{tot} - P_g	153'175daN
GARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: P_{c,traz} = P_g + PL / (1.1*1.25)	47'852daN

$$N_{Rd,max} = 1532 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 572 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,min} = 478 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 124 \text{ kN}$$

10.3. CALCOLO DEL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
 Raggio = 300 (mm)
 Sforzo Normale = -572 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 $\frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.85

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 14.22 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

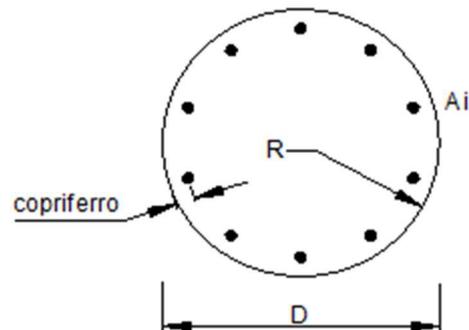
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

E_s = 200000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.196%

ϵ_{yk} = 1.111% α = 0.9

ϵ_{sd} = 1.000%



Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
14	20	4398.23	82
0	18	0.00	70
0	8	0.00	30

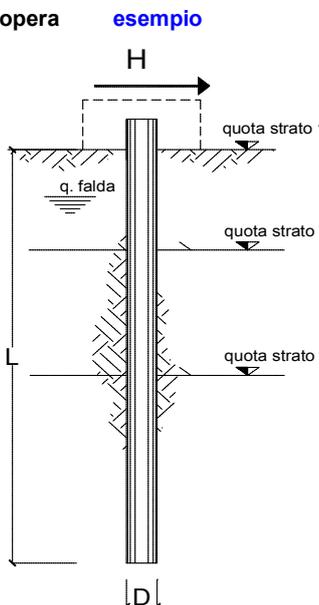
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 236.4 \text{ (kN m)}$

10.4. CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

opera **esempio**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00				1.00	
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	99.00	18	18	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 3	96.50	18	18	33	3.39	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda 80 (m)
 Diametro del palo D 0.60 (m)
 Lunghezza del palo L 10.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 236.4 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Palo lungo H = 192.3 (kN)
 Palo intermedio H = 987.4 (kN)
 Palo corto H = 4357.2 (kN)

Hlim = 192.3 (kN) Palo lungo

$$H_{Rd} = 192.3 \text{ kN} > H_{Sd,max} = 39.5 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICATO})$$

10.5. SOLLECITAZIONI LUNGO IL PALO

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni lungo il palo in funzione del carico orizzontale dedotto dalla modellazione agli Elementi Finiti, ed ipotizzando la testa impedita di ruotare.

A favore di sicurezza si considera che il primo metro di terreno non collabori alla resistenza laterale.

T_{max} = H forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per lapresenza 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)

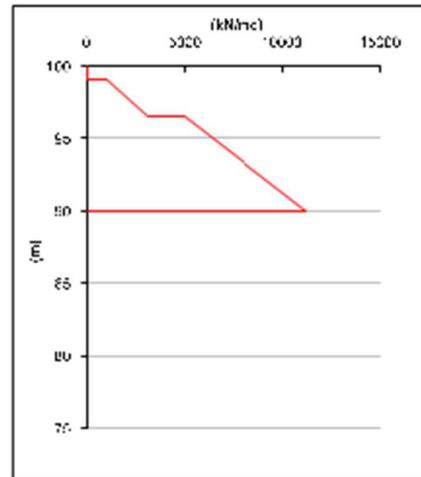
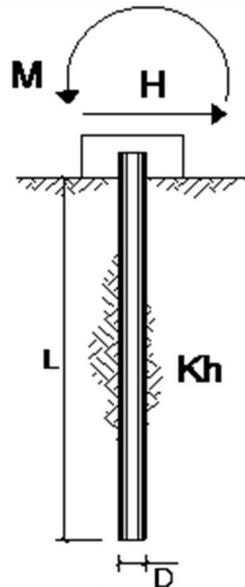
$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$ dove:

a coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

γ peso specifico del terreno.

z profondità media del terreno reagente, trascurando i primi 2 metri di terreno per tener conto dellascarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$d = D_d$



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p. c.=strato 1		100.00	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		99.00	1000	500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		96.50	5000	500
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	0.6 (m)
J palo	0.00636 (m ⁴)
Lunghezza del palo	10 (m)
Forza orizzontale in testa	39.5 (kN)
Momento in testa	0 (kNm)
E cls	31476 (Mpa)
dimensione elementi	0.4 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

SPOSTAMENTI, ROTAZIONI, PRESSIONE

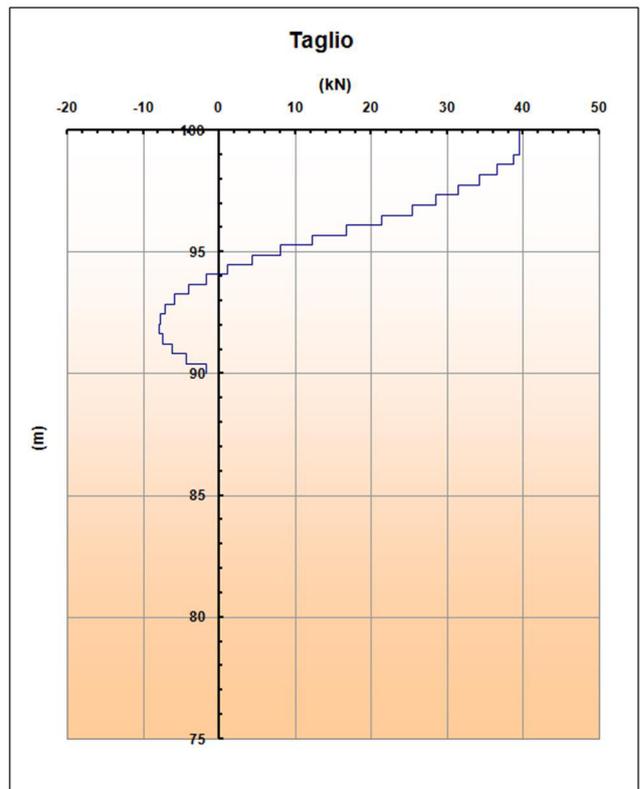
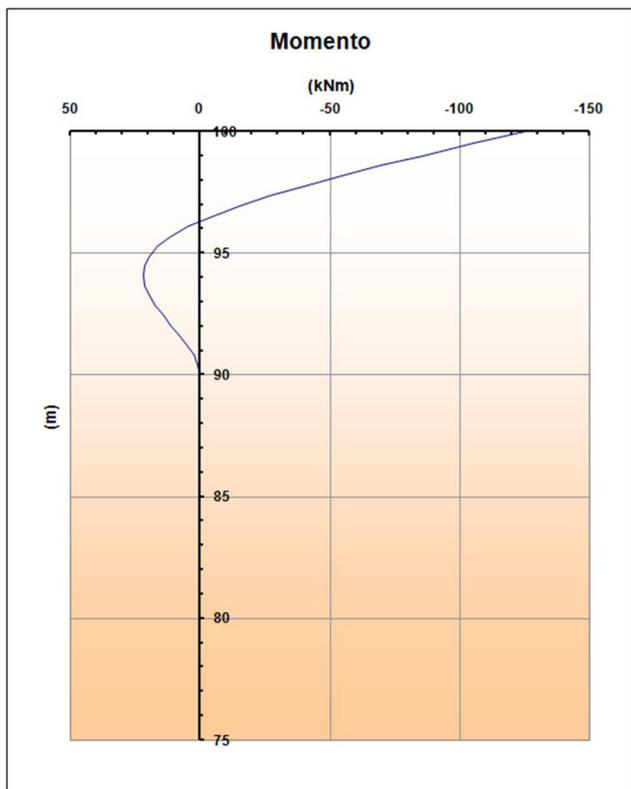
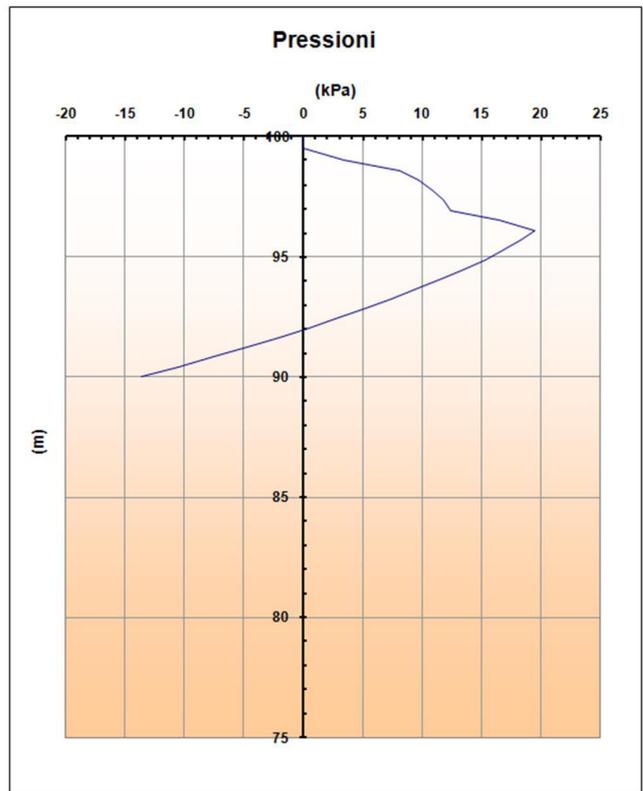
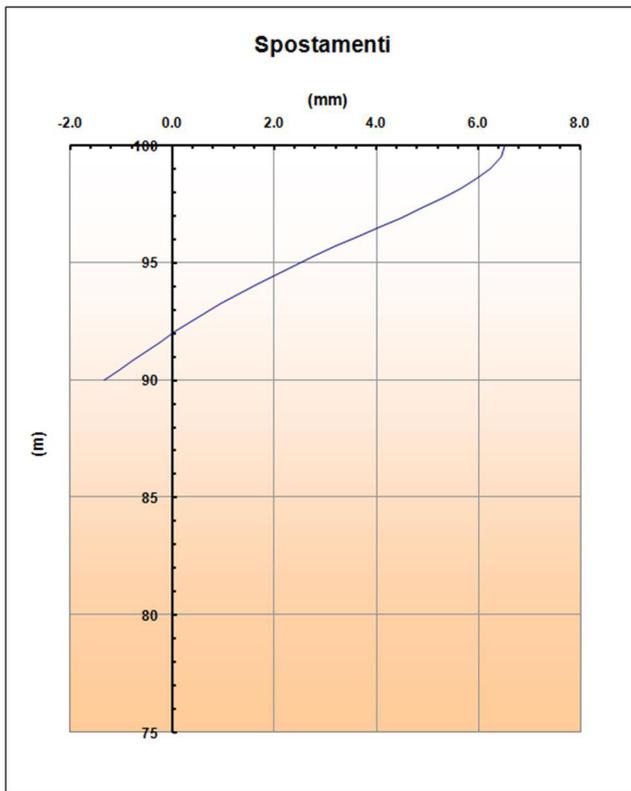
Spostamenti, Rotazioni, Pressione				
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	6.53	0.00000	0.00
2	99.50	6.45	0.00029	0.00
3	99.00	6.25	0.00053	3.39
4	98.58	5.99	0.00069	8.07
5	98.17	5.68	0.00082	9.62
6	97.75	5.32	0.00092	10.85
7	97.33	4.92	0.00099	11.75
8	96.92	4.50	0.00103	12.31
9	96.50	4.07	0.00105	16.43
10	96.09	3.64	0.00105	19.42
11	95.69	3.22	0.00103	18.25
12	95.28	2.80	0.00101	16.85
13	94.88	2.40	0.00097	15.24
14	94.47	2.01	0.00093	13.47
15	94.06	1.64	0.00089	11.56
16	93.66	1.29	0.00084	9.53
17	93.25	0.96	0.00080	7.40
18	92.84	0.64	0.00076	5.17
19	92.44	0.34	0.00073	2.84
20	92.03	0.05	0.00071	0.40
21	91.63	-0.24	0.00069	-2.15
22	91.22	-0.51	0.00067	-4.83
23	90.81	-0.79	0.00067	-7.65
24	90.41	-1.06	0.00066	-10.64
25	90.00	-1.33	0.00066	-13.70

SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-125.21	39.50
2	99.50	-105.46	39.50
	99.50	-105.46	39.50
3	99.00	-85.71	39.50
	99.00	-85.71	38.65
4	98.58	-69.60	38.65
	98.58	-69.60	36.63
5	98.17	-54.34	36.63
	98.17	-54.34	34.23
6	97.75	-40.08	34.23
	97.75	-40.08	31.51
7	97.33	-26.95	31.51
	97.33	-26.95	28.58
8	96.92	-15.04	28.58
	96.92	-15.04	25.50
9	96.50	-4.42	25.50
	96.50	-4.42	21.46
10	96.09	4.30	21.46
	96.09	4.30	16.72
11	95.69	11.09	16.72
	95.69	11.09	12.27
12	95.28	16.08	12.27
	95.28	16.08	8.17
13	94.88	19.40	8.17
	94.88	19.40	4.45
14	94.47	21.21	4.45
	94.47	21.21	1.17
15	94.06	21.68	1.17
	94.06	21.68	-1.65
16	93.66	21.01	-1.65
	93.66	21.01	-3.97
17	93.25	19.39	-3.97
	93.25	19.39	-5.78
18	92.84	17.05	-5.78
	92.84	17.05	-7.04
19	92.44	14.19	-7.04
	92.44	14.19	-7.73
20	92.03	11.05	-7.73
	92.03	11.05	-7.83
21	91.63	7.87	-7.83
	91.63	7.87	-7.30
22	91.22	4.90	-7.30
	91.22	4.90	-6.13
23	90.81	2.41	-6.13
	90.81	2.41	-4.26
24	90.41	0.68	-4.26
	90.41	0.68	-1.67
25	90.00	0.00	-1.67

$$M_{sd} = 125.2 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 39.5 \text{ kN}$$



Verifica a Presso-flessione

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N* barre uguali 14

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 8.2 [cm]

N* barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 572 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 1'098 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 14.27 ‰

d 111.8 cm

x 22.02 x/d 0.197

δ 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

$$M_{Rd,Nmax} = 1098 \text{ kNm} > M_{Sd} = 125.2 \text{ kNm}$$

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N* barre uguali 14

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 8.2 [cm]

N* barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -124 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 806.8 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 19.6 ‰

d 111.8 cm

x 16.94 x/d 0.1515

δ 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

$$M_{Rd,Nmin} = 806.8 \text{ kNm} > M_{Sd} = 125.2 \text{ kNm}$$

Verifica a Taglio

$$V_{Sdu} = 39.5 \text{ kN}$$

$$V_{Sdu} < V_{cd} + V_{wd}$$

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.

Taglio resistente per sezioni armate:

$$V_{wd} = 0.8 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd}$$

dove: $A_{Sw} = 1 \text{ } \varnothing 10 / 150 = 158 \text{ mm}^2$; $d = 520 \text{ mm}$; $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

$$V_{wd} = 171.5 \text{ kN} > V_{Sdu} = 39.5 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICATO})$$

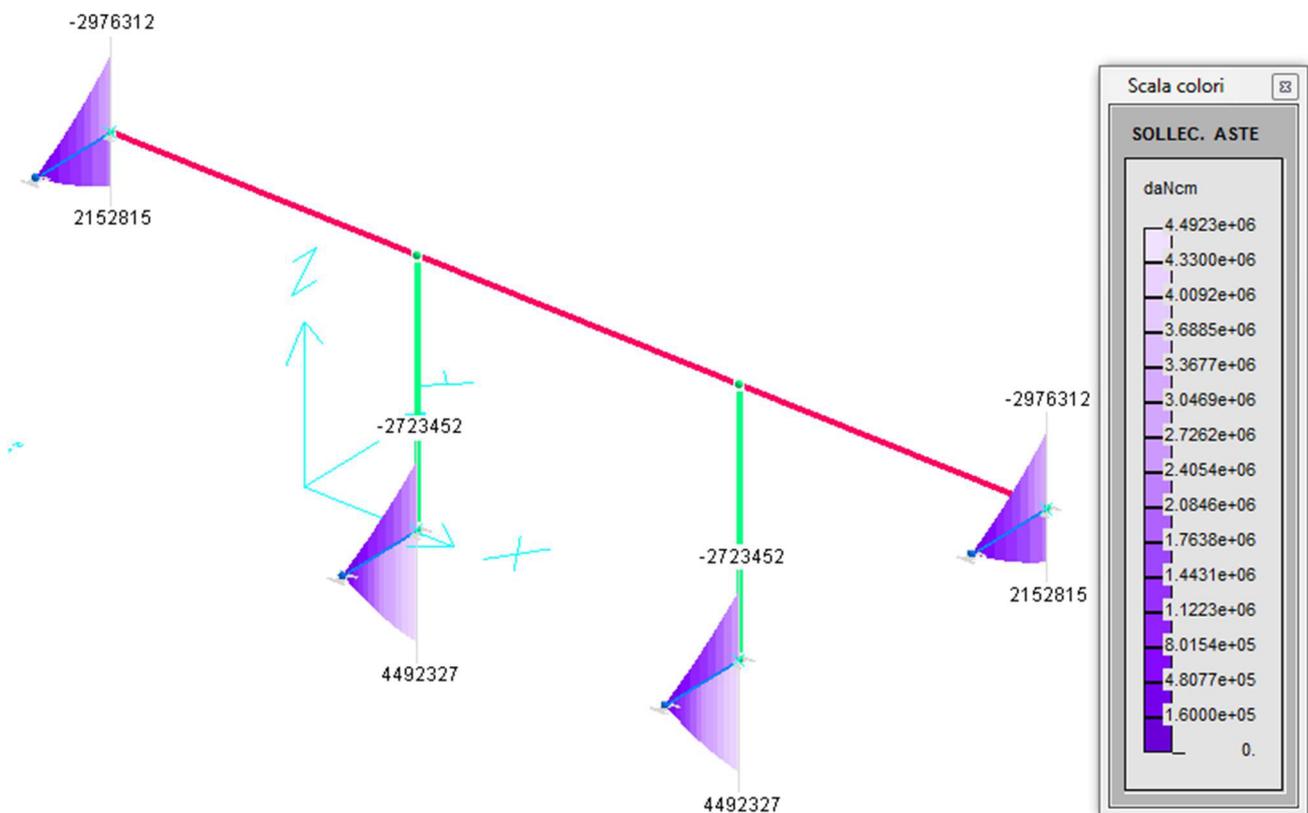
11. VERIFICHE STRUTTURALI

11.1. VERIFICHE TRAVE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle soles di fondazione del sistema strutturale in oggetto.

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

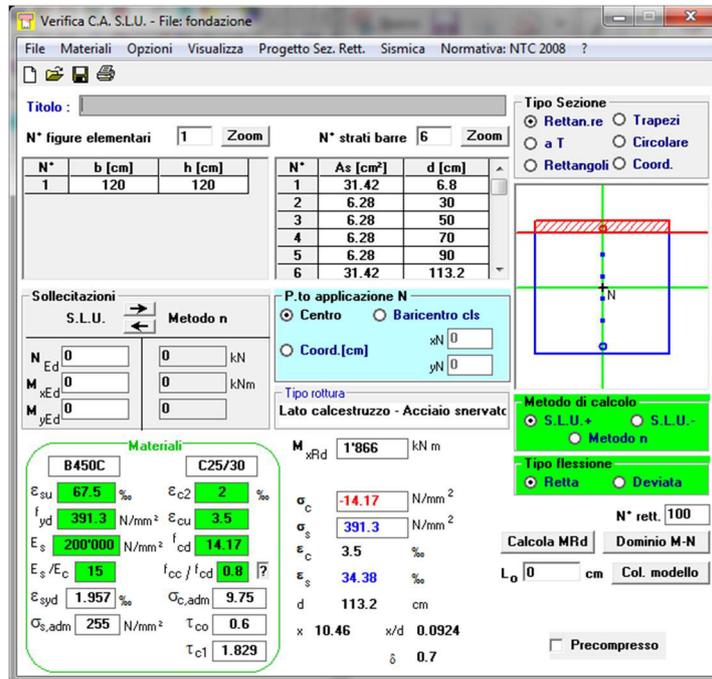


$$M_{sd} = 449 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica delle soles di fondazione a flessione eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$A_s = A'_s = 10 \text{ } \varnothing 20;$$

$$A_{\text{Scentrale}} = 4+4 \text{ } \varnothing 20.$$



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

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 6 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	120	1	31.42	6.8
			2	6.28	30
			3	6.28	50
			4	6.28	70
			5	6.28	90
			6	31.42	113.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
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}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 1'866 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 34.38 ‰
 d 113.2 cm
 x 10.46 x/d 0.0924
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

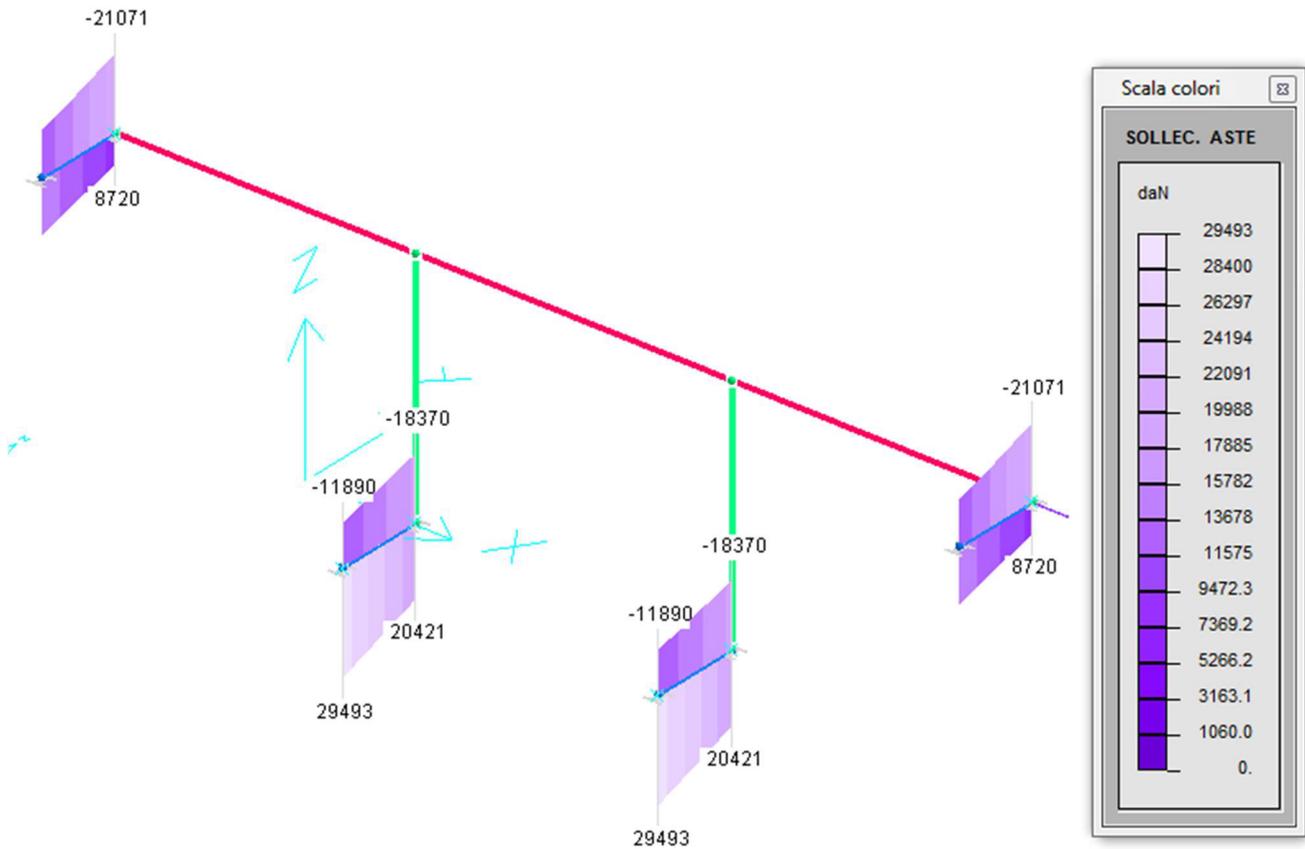
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 1866 \text{ kNm} > M_{Sd} = 449 \text{ kNm}$$

Taglio - V

$$V_{Sdu} = 295 \text{ kN}$$

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 sole di fondazione.

$$A_{Sw} = 2 \text{ staffe } \varnothing 12/150 = 452 \text{ mm}^2$$

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

dove: $b_w = 1200 \text{ mm}$; $d = 1150 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ ;}$$

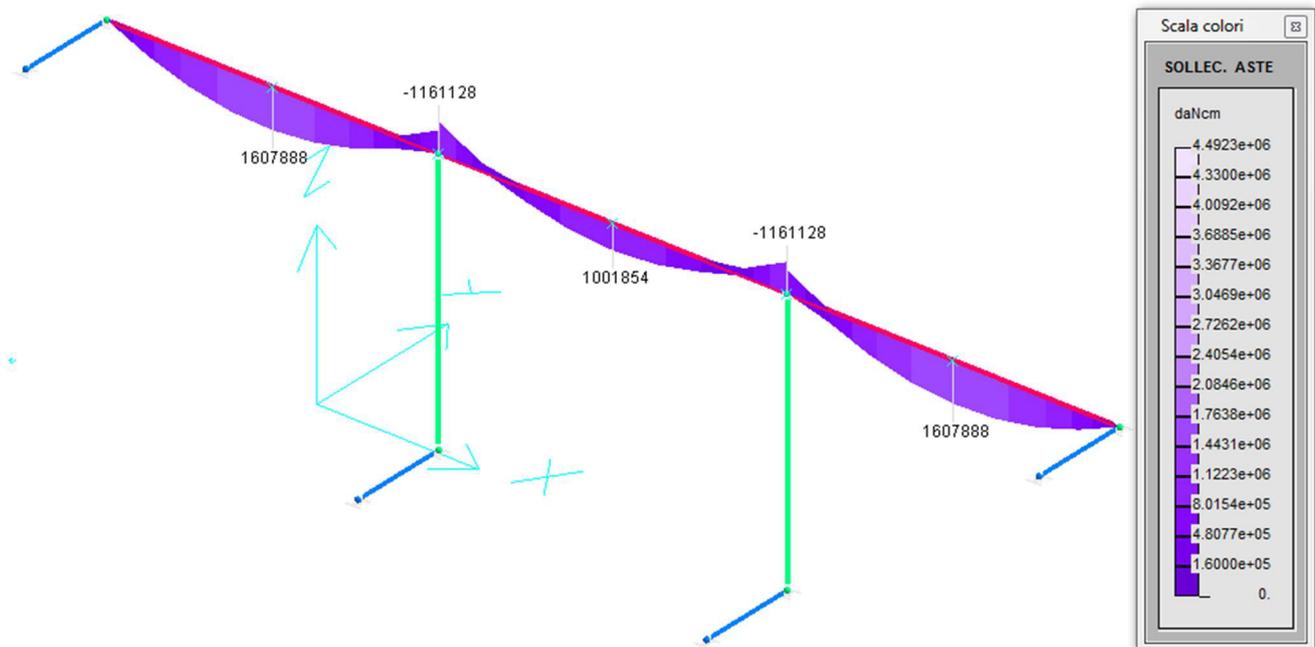
pertanto :

$$V_{wd} = 1220 \text{ kN} > V_{Sdu} = 295 \text{ kN}$$

11.2. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

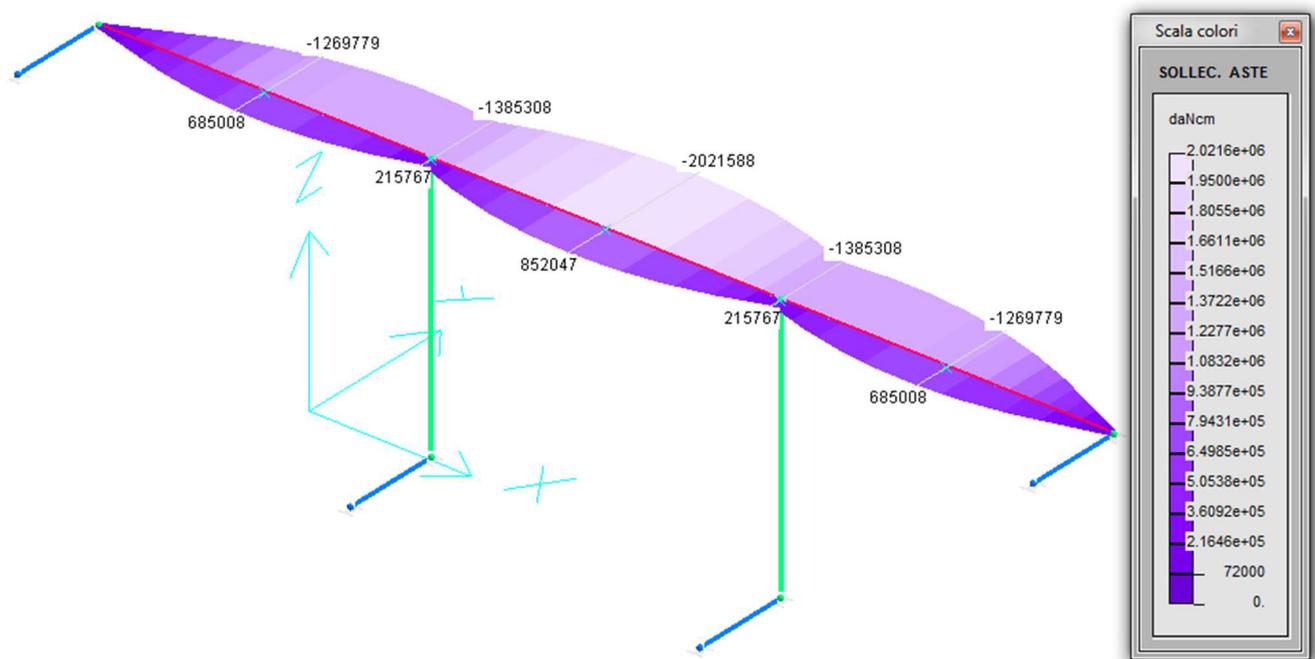
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della trave in elevazione del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

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



$$M_{sd}^{(-)} = 116 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 161 \text{ kNm}$$

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



$$M_{sd}^{(-)} = 202 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 85 \text{ kNm}$$

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

$$A_s = A'_s = 7 \text{ } \varnothing 24;$$

$$A_{s,\text{laterale}} = 3+3 \text{ } \varnothing 20.$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave 100x80

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	100	0
3	100	80
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	6.4	6.4
2	4.52	20.93	6.4
3	4.52	35.47	6.4
4	4.52	50	6.4
5	4.52	64.5	6.4
6	4.52	79	6.4

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

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 %
E_s 200'000 N/mm ²	f_{cd} 0
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/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} kNm
M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 3 %
d 118.6 cm
x 63.89 x/d 0.5385
 δ 1

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

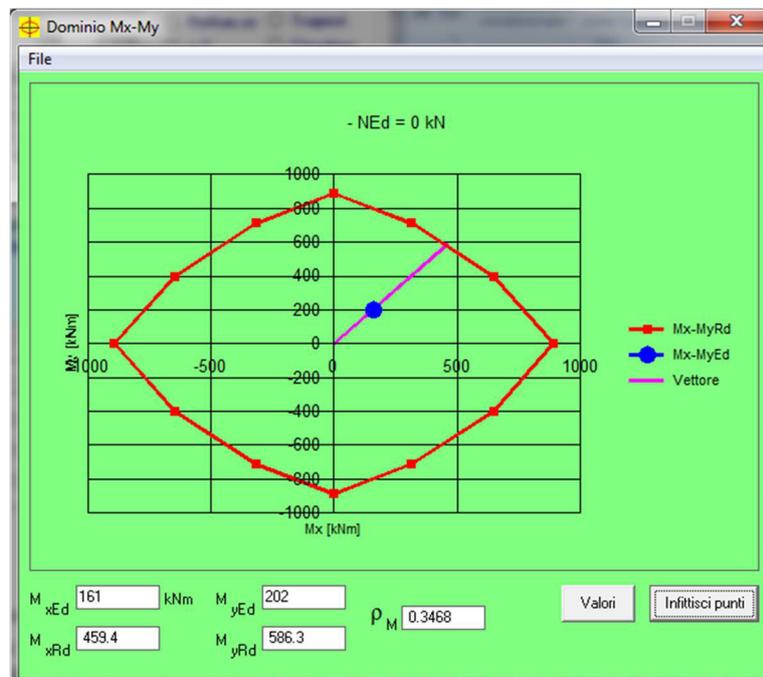
Tipo flessione Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

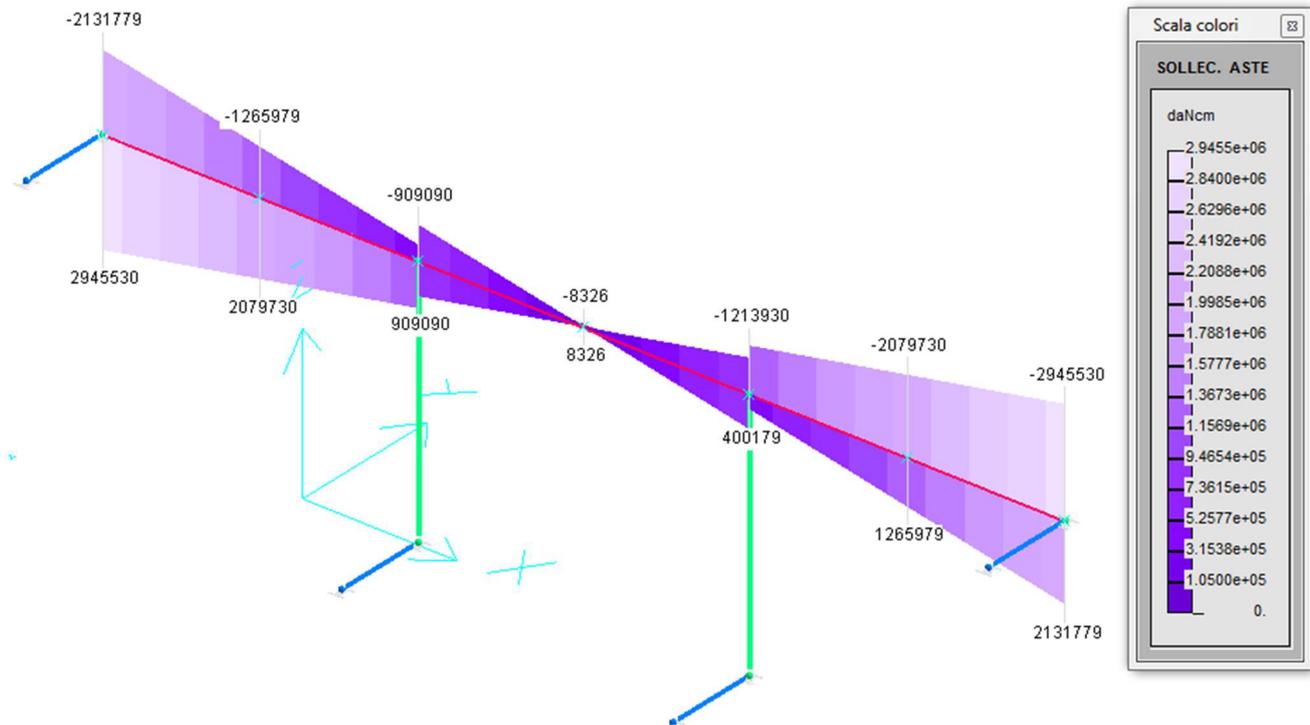
angolo asse neutro θ°

Precompresso



$$M_{Rd,x} = 459 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 161 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 586 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 202 \text{ kNm}$$

Momento torcente - T

$$T_{Sd} = 295 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 12 \text{ } \varnothing 16 = 30.54 \text{ cm}^2;$$

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

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

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

$$T_{Rld} = 2 * B_e * \Sigma A_{Sl} / u_e * f_{yd}$$

$$\text{Dove: } B_e = 88 * 68 = 5984 \text{ cm}^2 ; u_e = (88 + 68) * 2 = 312 \text{ cm} ; d_e = 68 \text{ cm} ;$$

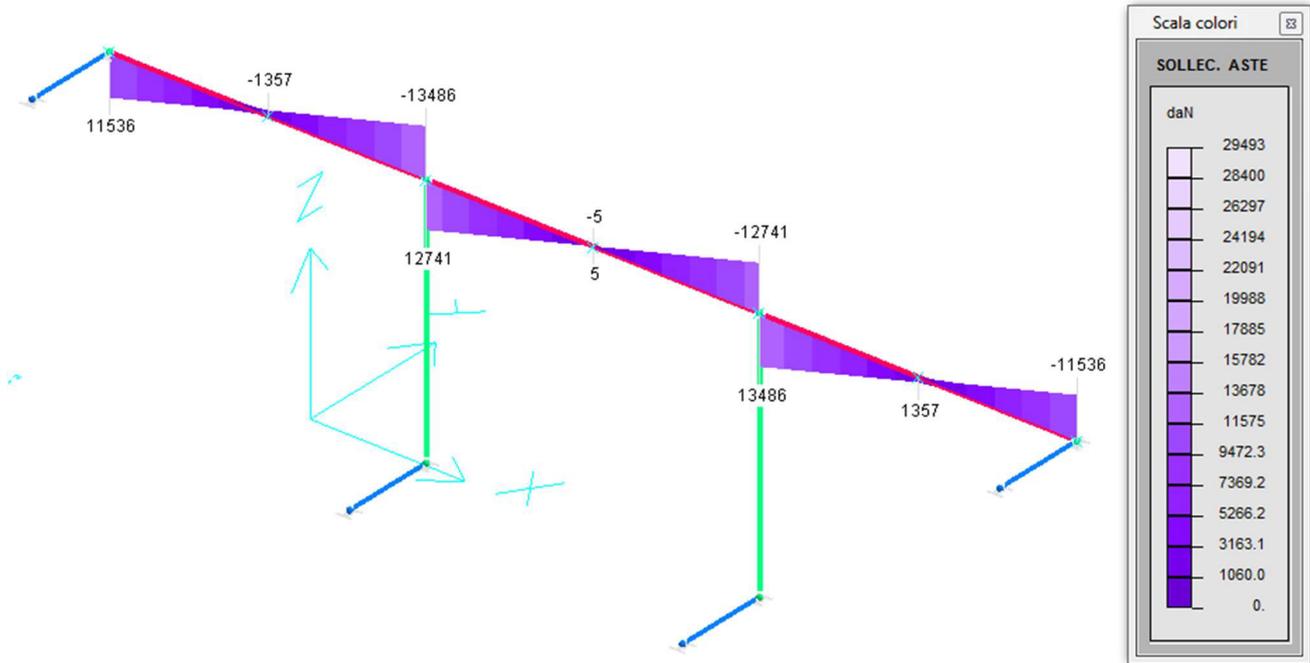
$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

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

$$T_{Rcd} = 615 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 529 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 362 \text{ kNm} > T_{Sd} = 295 \text{ kNm}$$

Taglio - V_z 

$$V_{Sd,z} = 135 \text{ kN}$$

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 in direzione Z delle travi.

$$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 10/100 = 157 \text{ mm}^2$$

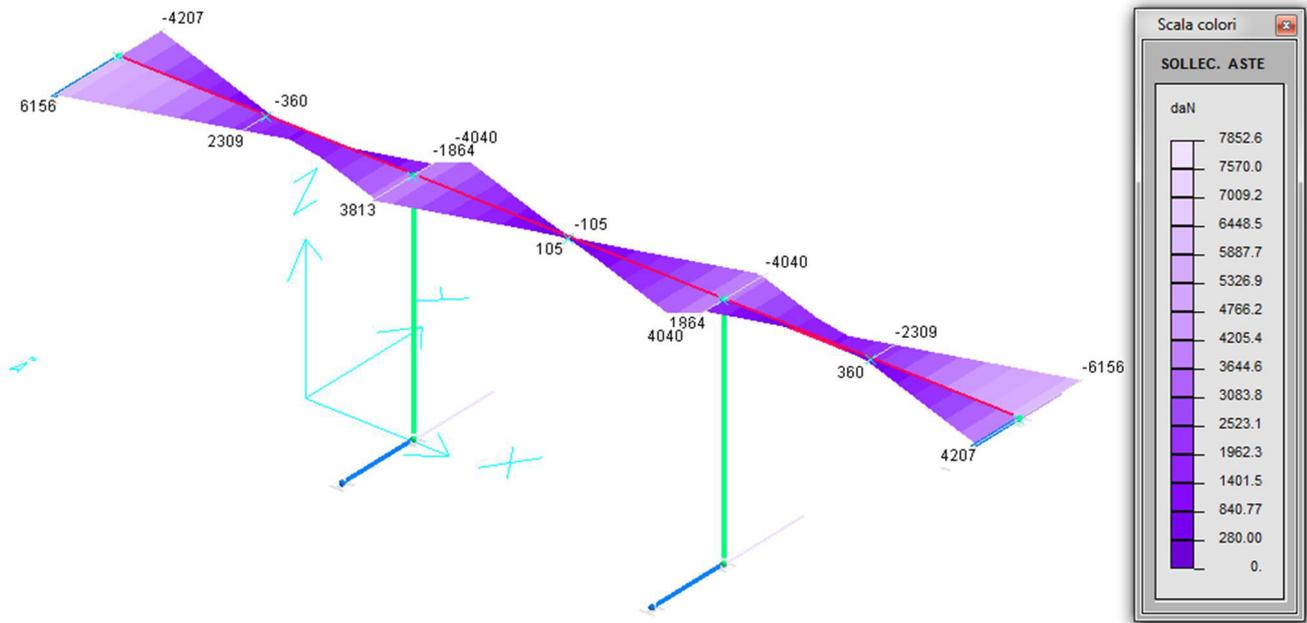
$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove: $b_w = 1000 \text{ mm}$; $d = 740 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ ;}$$

pertanto :

$$V_{wd} = 409 \text{ kN} > V_{Sdu} = 135 \text{ kN}$$

Taglio - V_y 

$$V_{Sd,y} = 62 \text{ kN}$$

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 in direzione Y 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: $b_w = 800 \text{ mm}$; $d = 940 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ ;}$$

pertanto :

$$V_{wd} = 174 \text{ kN} > V_{Sdu} = 62 \text{ kN}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-009-B00	Foglio 41 di 47

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:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rdu}} \leq 1 \Rightarrow \frac{295}{615} + \frac{135}{4025} < 1 \Rightarrow 0.51 < 1$$

dove:

$$V_{Rdu} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d$$

Armature minime secondo DM 16/01/1996

Travi

Armatura longitudinale tesa minima mmq

$$0.15\% < \rho$$

In direzione "z"

$$1200 < \mathbf{3164}$$

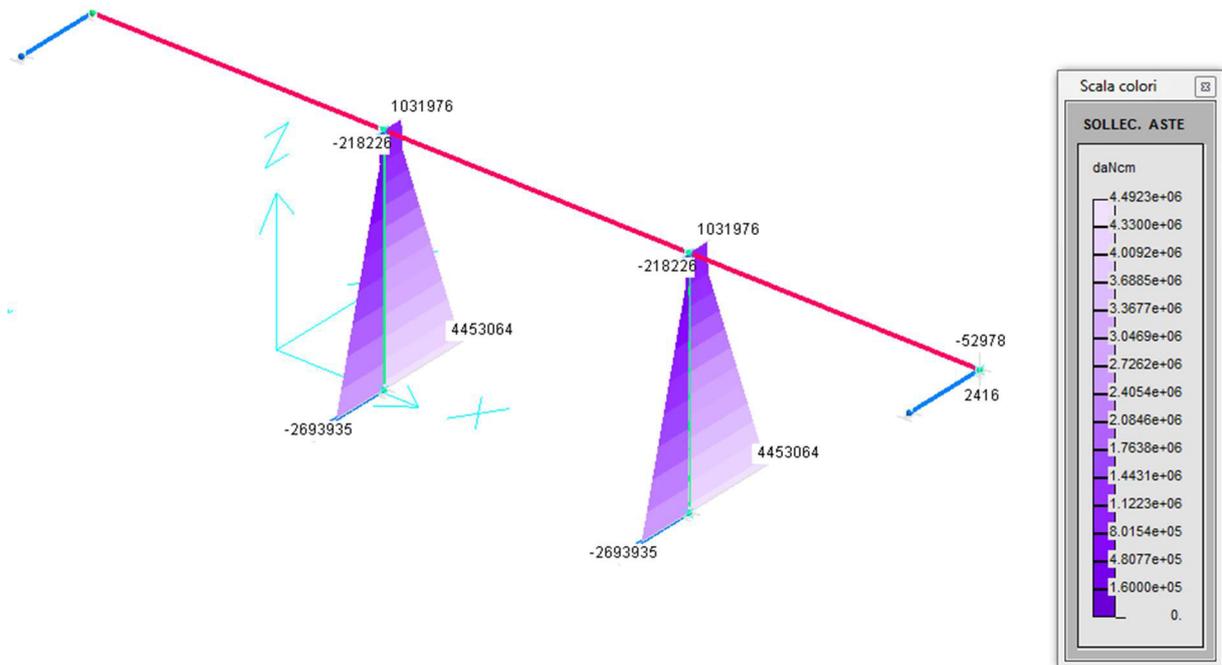
In direzione "y"

$$1200 < \mathbf{1846}$$

11.3. VERIFICHE SETTI

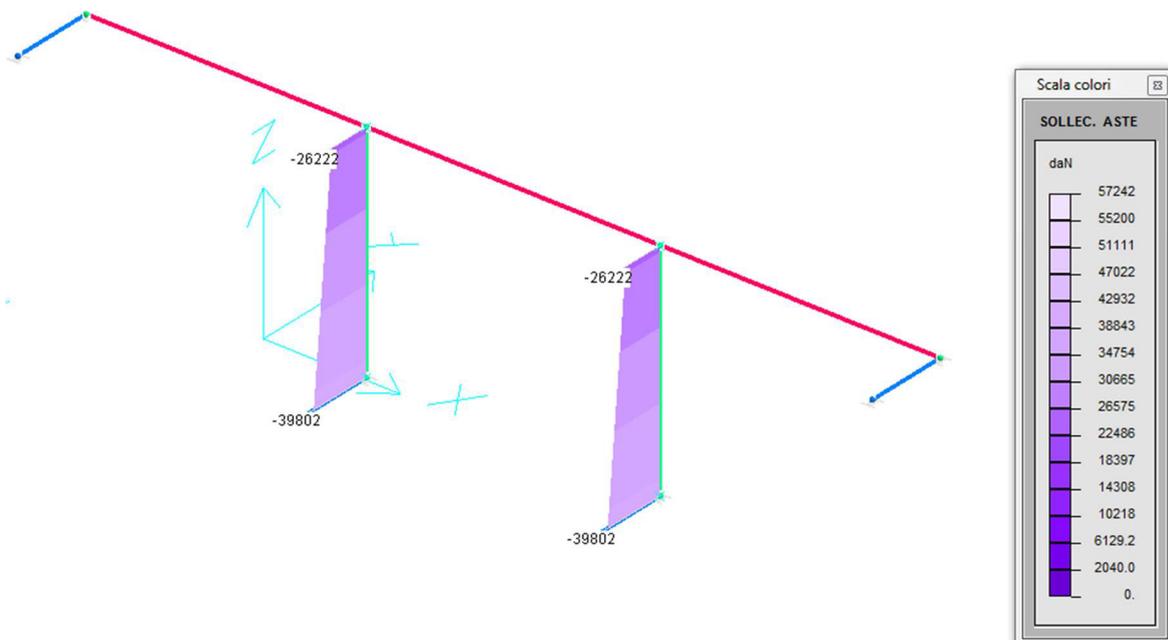
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M



$$M_{Sd} = 445 \text{ kNm}$$

Sforzo Normale - N



$$N_{Sd,min} = 398 \text{ kN}$$

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

$$A_s = A'_s = 7 \text{ } \varnothing 22;$$

$$A_{\text{Scentrale}} = 5+5 \text{ } \varnothing 20.$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: presso flessione

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	100	1	26.61	5
			2	26.61	95
			3	6.28	20
			4	6.28	35
			5	6.28	50
			6	6.28	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 398 kN
M_{xEd} 445 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} 1'654 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.06 ‰
d 95 cm
x 13.54 x/d 0.1425
 δ 0.7

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

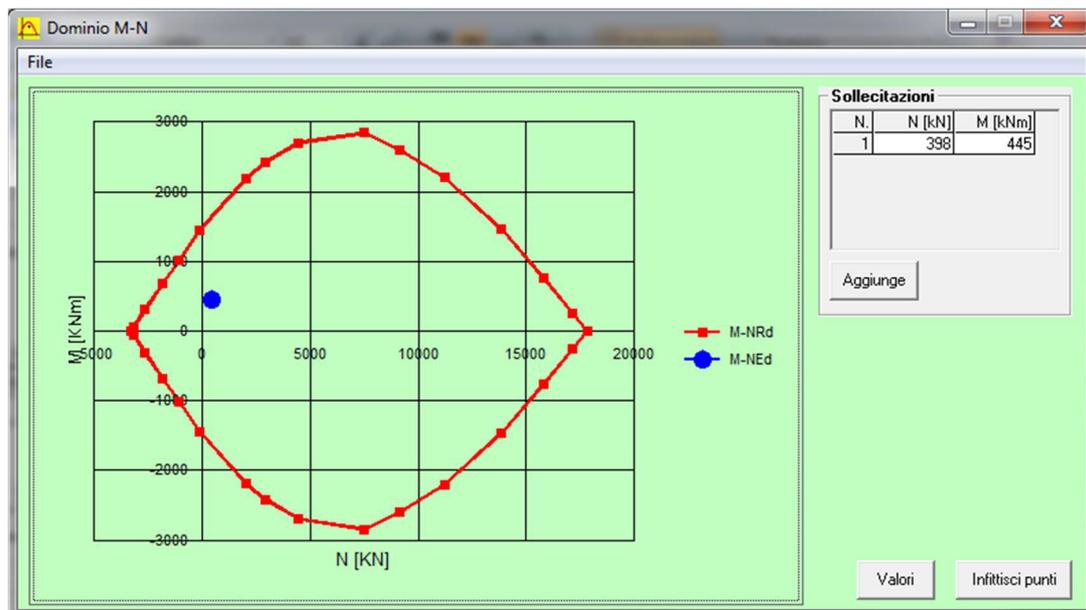
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

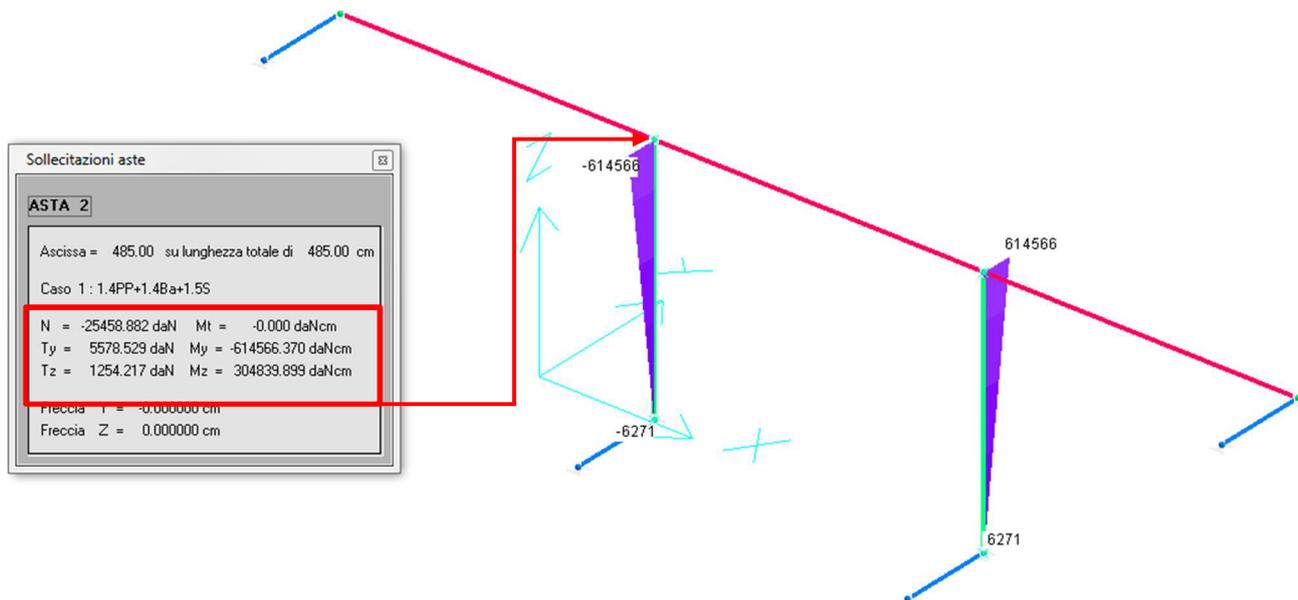
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



$$M_{Rd} = 1654 \text{ kNm} > M_{sd} = 445 \text{ kNm}$$

Momentoflettente – M_y



$M_{Sd,y} = 61 \text{ kNm}; \quad M_{Sd,x} = 31 \text{ kNm}$

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

$A_S = A'_S = 7 \text{ } \varnothing 22;$

$A_{Scentrale} = 5+5 \text{ } \varnothing 20.$

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 100x80

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

Titolo : _____

N° Vertici 4 Zoom N° barre 30 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	26	3.14	6.4	65
2	80	0	27	3.14	74	50
3	80	100	28	3.14	74	65
4	0	100	29	3.14	74	80
			30	3.14	6.4	80

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} -31 0 kNm
 M_{yEd} 61 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} -558.3 kNm
 M_{yRd} 1'076 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.38 ‰
 d 91.45 cm
 x 23.06 x/d 0.2522
 δ 0.7552

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

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

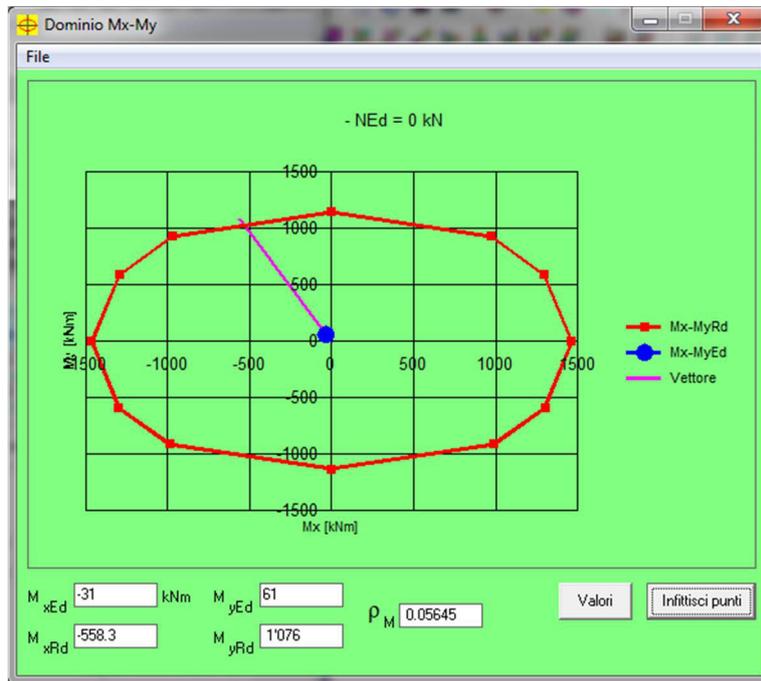
Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

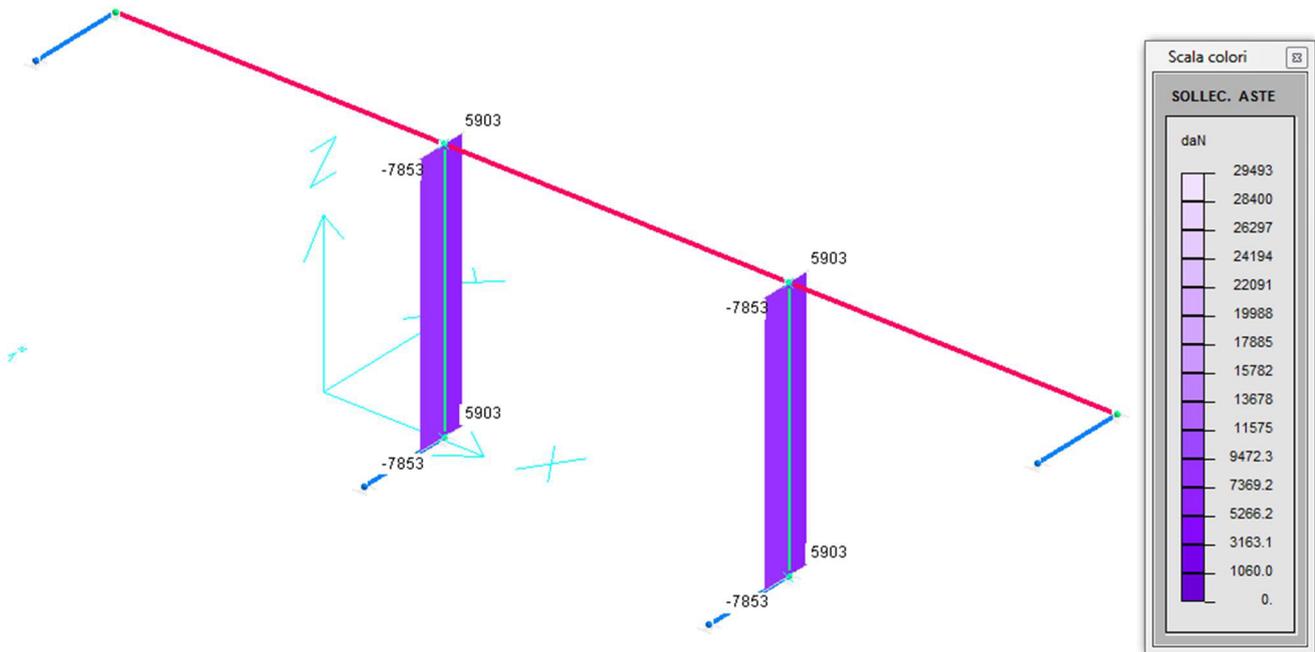
angolo asse neutro θ° 258

Precompresso



$$M_{Rd,x} = 588 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 31 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 1076 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 61 \text{ kNm}$$

Taglio - V

$$V_{Sd,z} = 79 \text{ kN}$$

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.

$$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 10/100 = 157 \text{ mm}^2$$

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

dove: $b_w = 800 \text{ mm}$; $d = 940 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 ;$$

pertanto :

$$V_{wd} = 519 \text{ kN} > V_{Sdu} = 79 \text{ kN}$$

Armature minime secondo DM 16/01/1996**Pilastrì**

Armatura longitudinale minima mmq

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

$$2400 < \mathbf{8460} < 48000$$

Armatura longitudinale minima mmq

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

$$153 < \mathbf{8460}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-009-B00		Foglio 47 di 47

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 e delle travi, vista la presenza di passi diversi tra la zona critica e la parte centrale dell'elemento, si è considerato un passo medio di 20 cm.

AREA 1	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	Aslaterale	As torsione	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	120 X 120 (h)	120	120	42	10Φ20	4+4Φ20	//	//	Φ16/150	7035	1440000	109.9	10990	18025	1.25	140
SETTI	80 x 100 (h)	80	100	6	7Φ22	5+5Φ20	//	//	Φ10/200	1501	800000	101.5	10152	11653	1.46	120
TRAVI	100 x 80 (h)	100	80	10	7Φ24	3+3Φ20	12Φ16	Φ10/150	1Φ10/200 1Φ10/150	2587	800000	127.5	12749	15336	1.92	160
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 140 kg/m³ di calcestruzzo per le fondazioni, 120 kg/m³ per i setti, 160 kg/m³ per le travi e 160 kg/m³ per i pali.