

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**

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 4	D

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	21/04/15	COCIV	23/04/15	A. Palomba	24/04/15	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
C00	Rev. Ist. A30100D09ISBA00000 01A del 17/06/2015	CCR Ing.	27/07/15	COCIV	29/07/15	A. Mancarella	30/07/15	
D00	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-00-004-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

Fondazioni B.A. portale in c.a. continuo lato stazione -AREA 5 - Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00	Foglio 4 di 49

INDICE

INDICE.....		4
1. INTRODUZIONE.....		5
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO		7
2.1. Normativa tecnica vigente		7
3. METODO DI CALCOLO.....		9
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....		9
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture.....		9
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato		10
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO		11
6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO		11
7. MODELLAZIONE		12
8. ANALISI DEI CARICHI.....		13
8.1. Condizioni elementari di carico.....		13
8.2. Combinazioni di carico		13
8.3. Definizione dei carichi		14
8.4. grafici esplicativi dei carichi		18
9. PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA		21
9.1. Azione sismica		21
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI		22
10.1. Sollecitazioni		23
10.2. Portanza carichi verticali.....		25
10.3. Calcolo del Momento di Plasticizzazione.....		26
10.4. Calcolo del Carico Limite Orizzontale		27
10.5. Sollecitazioni lungo il Palo		28
11. VERIFICHE STRUTTURALI		35
11.1. Verifiche Trave di Fondazione.....		35
11.2. Verifiche Trave in Elevazione		38
11.3. Verifiche Setti.....		44
11.4. INCIDENZA ARMATURE		49

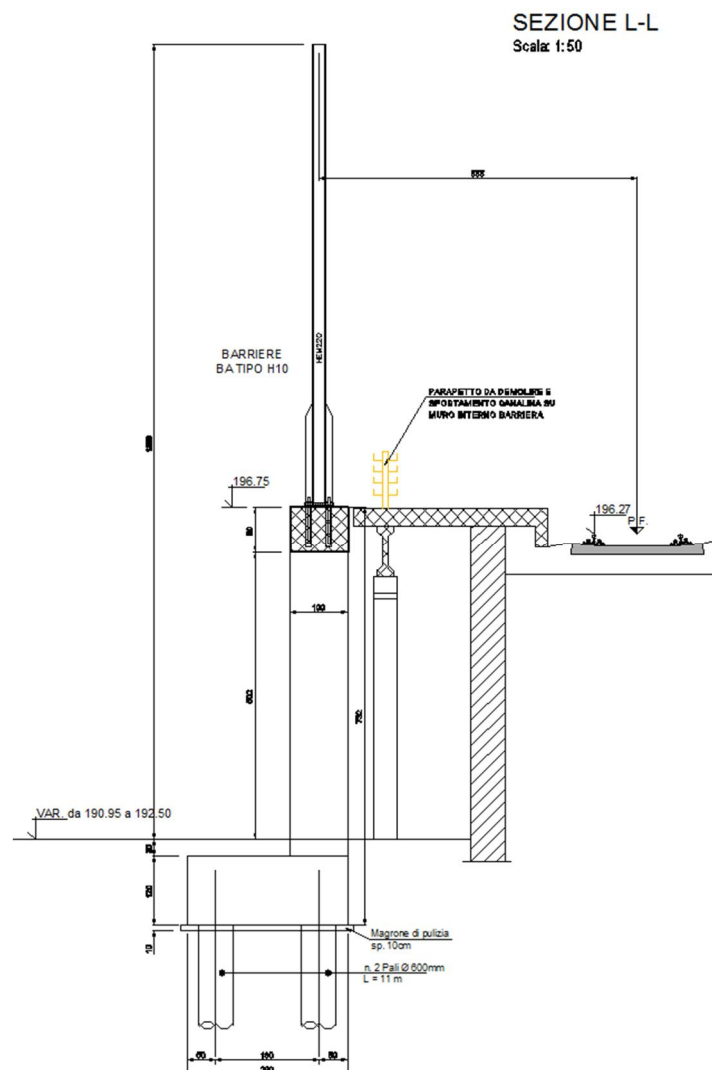
1. INTRODUZIONE

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 6,0m. Tali pilastri si innestano su sole di fondazione di sezione 1,20x1,20m, ciascuna avente 2 pali Ø600mm ad interasse di 1,80m.

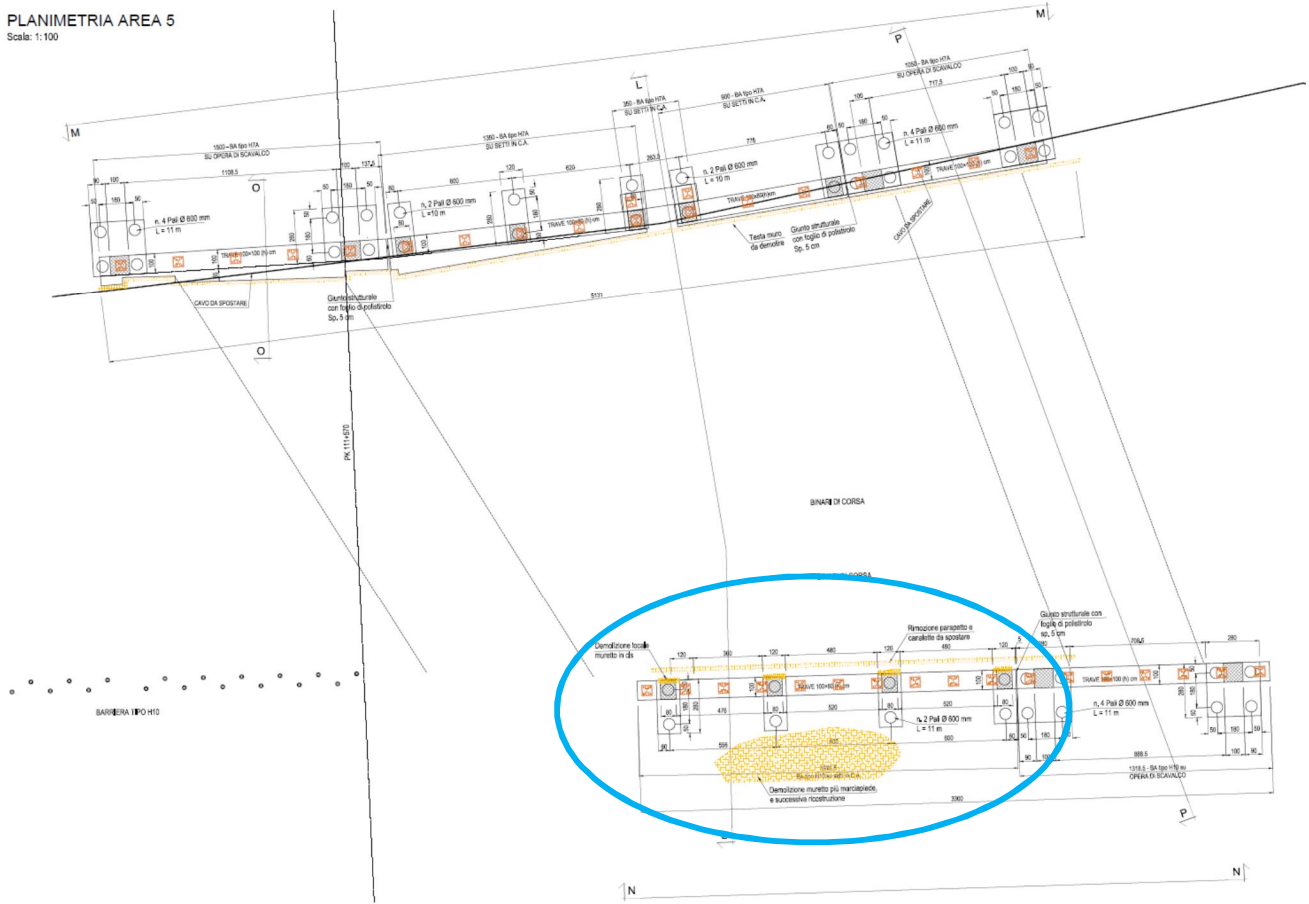
Le suddette strutture saranno realizzate nell'area d'intervento 050, compresa fra le Pk 111+558 e 111+616.

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



PLANIMETRIA AREA 5

Scala: 1:100



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00 Foglio 7 di 49

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 òCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 49</p>

- [NT_17].UNI EN 197-1 giugno 2001 ó òCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT_18].UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [NT_19].Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT_20].UNI EN 1991-1-5:2004 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_21].UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_22].UNI EN 1993-1-1:2005 òEurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_23].UNI EN 1997-1:1997 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_24].Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_25].Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_26].Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27].DM 16 Gennaio 1996 ó òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_28].Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00 Foglio 9 di 49

3. METODO DI CALCOLO

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

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

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

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

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

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

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

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

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

Massima dimensione aggregati $\phi 32$ mm

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

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

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

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

Massima dimensione aggregati $\phi 32$ mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00
	Foglio 10 di 49

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

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

Contenuto minimo cemento: 150 kg/m^3

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

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

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 60 mm

(nel caso di pali trivellati) 60 mm

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

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

4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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

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

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

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

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

LITOLOGIA TRATTO A:

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

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

PARAMETRI GEOTECNICI:

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

6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

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

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

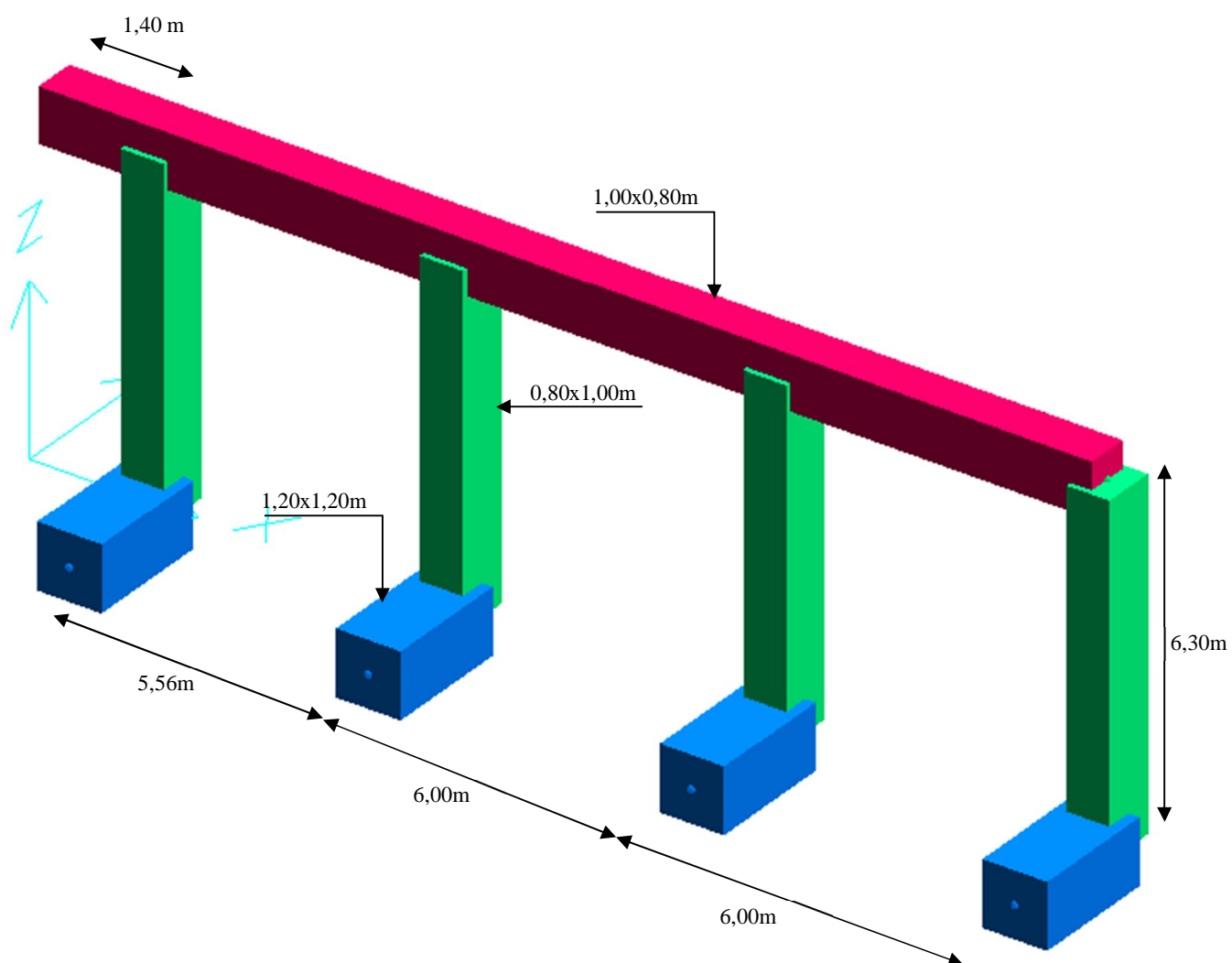
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate,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

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

7. MODELLAZIONE

Il modello 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.

Schede condizioni						
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced	
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	20	Peso proprio	Permanente	
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	4	Permanente	Permanente	
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	8	A:Var abitazione	Var.abitazione	
<input type="radio"/> 004)	Sisma_X	1	13	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)	
<input 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.

- **δPeso_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 δpeso proprio partecipano al carico sismico come masse sismiche.

- **δPp_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

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:

$$\frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1.6} = 43.2 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 50}{1.6} = 50 \text{ N/m}^2$$

• **δAzione del Vento**

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

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

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

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

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

Zona 1 (Piemonte,..)

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

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

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

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

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

$z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

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

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

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

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

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

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

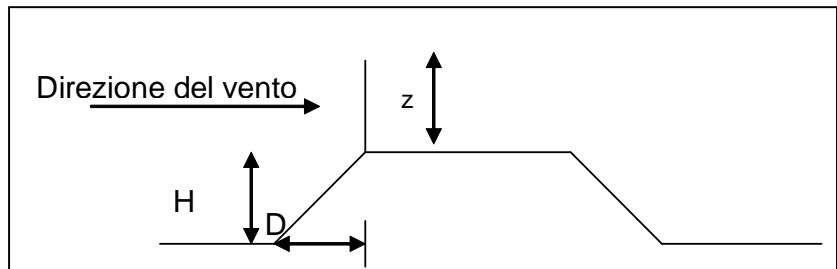
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

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

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

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

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

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

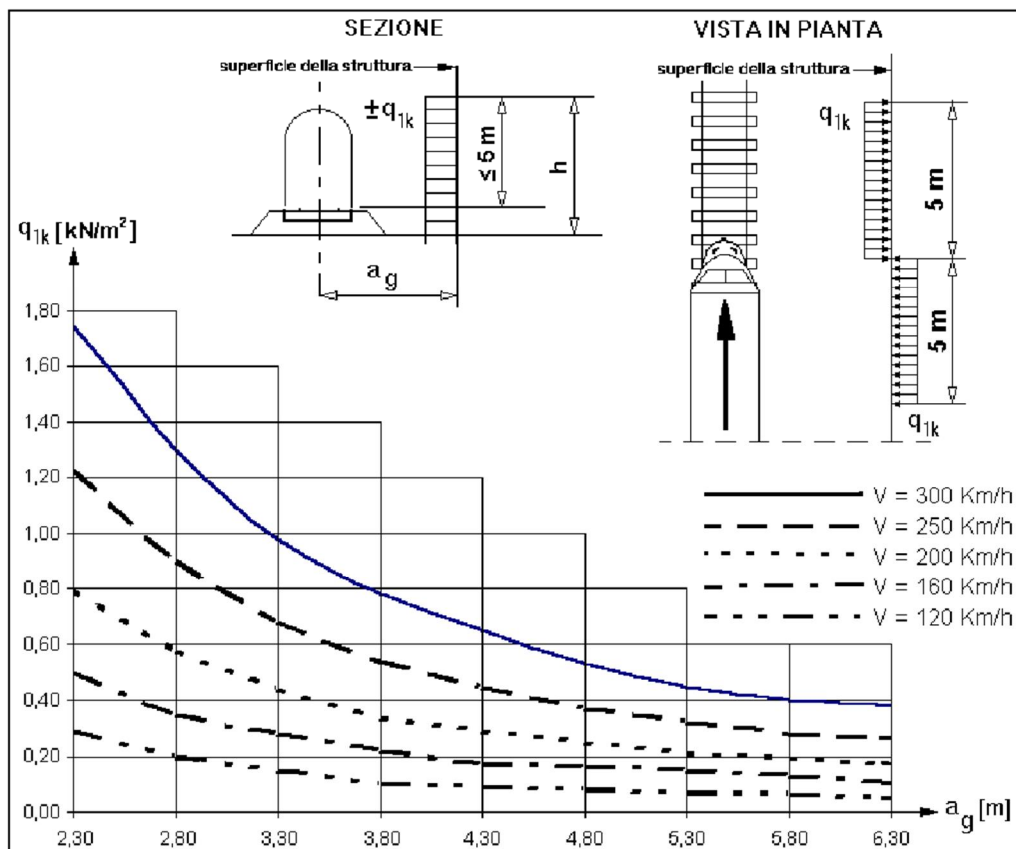
$$C_d = 1.0$$

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

- **δSovrappinta_Trenoö**

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 δSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.



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

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

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

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

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

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

- **Vento + sovraspinta treno**

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

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

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

- **Carichi sismici**

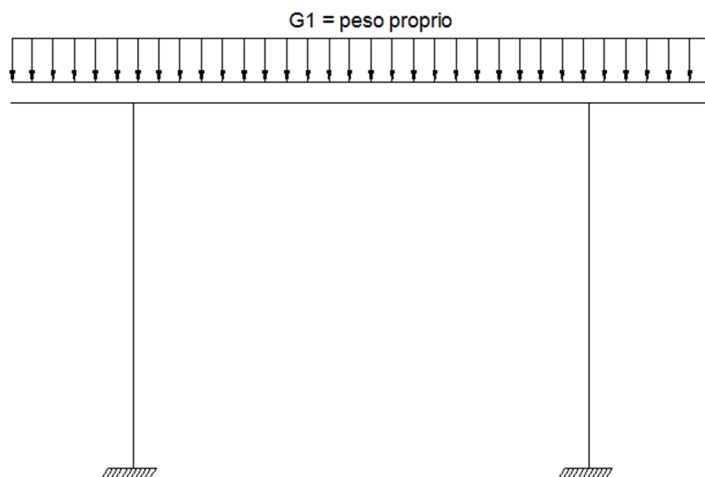
Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

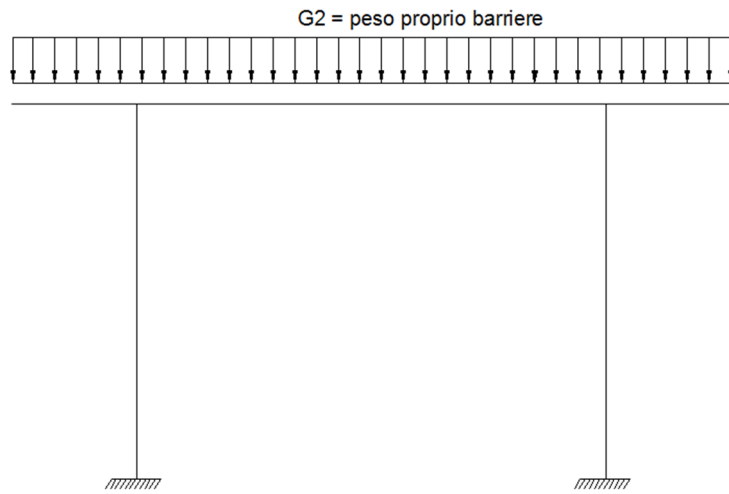
Per semplicità si fa riferimento allo schema di carico di una sola campata.

- **Peso proprio**

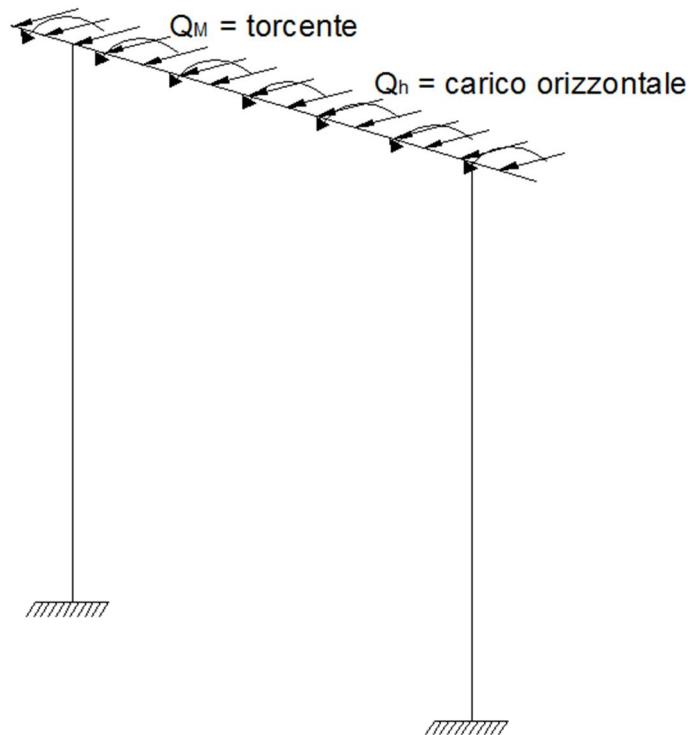
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



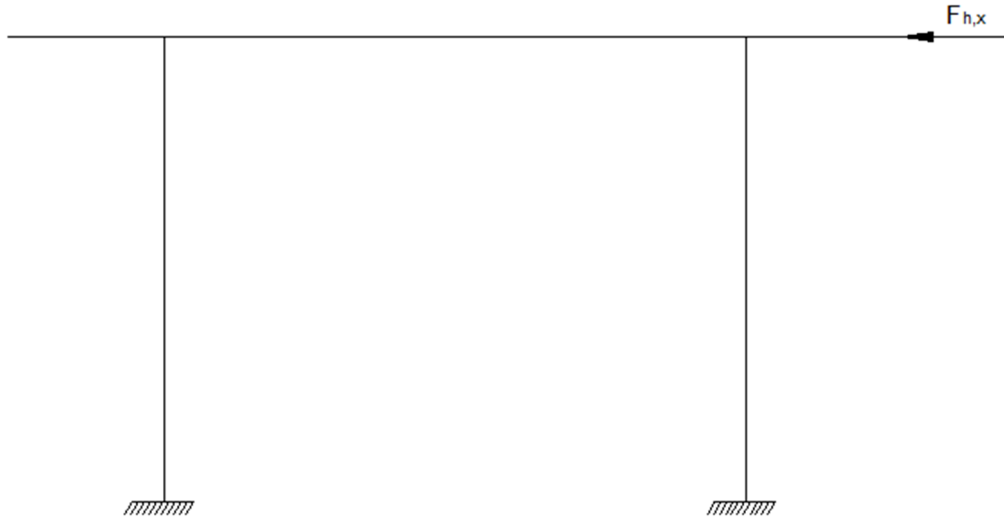
- Peso proprio pannelli



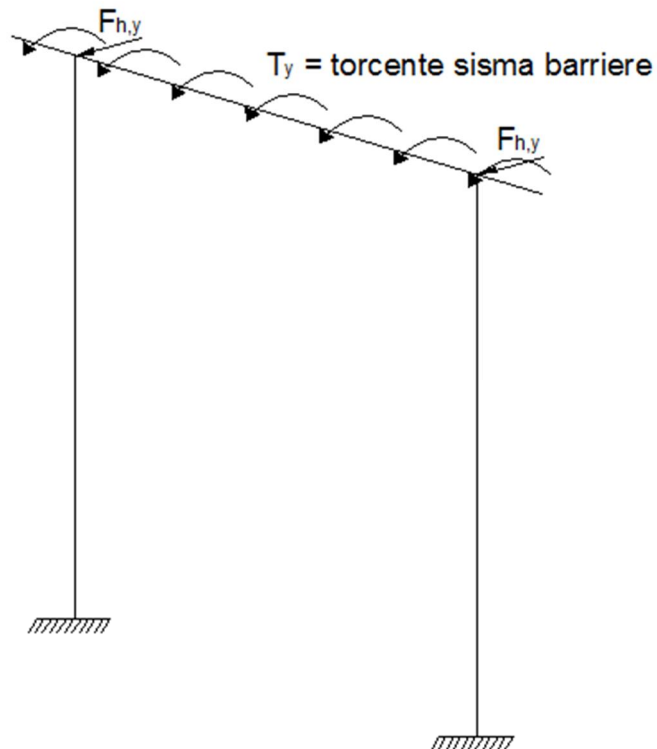
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



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

9.1. AZIONE SISMICA

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

$$k_{\tau} \cdot k_{\alpha} \cdot k_{\beta} \cdot k_{\gamma} \cdot k_{\delta} \cdot k_{\epsilon} \cdot k_{\zeta}$$

dove:

$$k_{\tau} = \frac{I \cdot S}{R} = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1.3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} + P_{\text{permanenti}} = 124560 + 21759 = 146319 \text{ daN} \quad \text{Peso complessivo delle masse sismiche}$$

$$k_{\tau} = 0,0624 \cdot 146319 = 9130 \text{ daN}$$

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

Barriere H10

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

$$F_{h,y} = W \cdot k_{\tau} = 1113 \cdot 0.0624 = 69.5 \text{ daN/m}$$

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

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

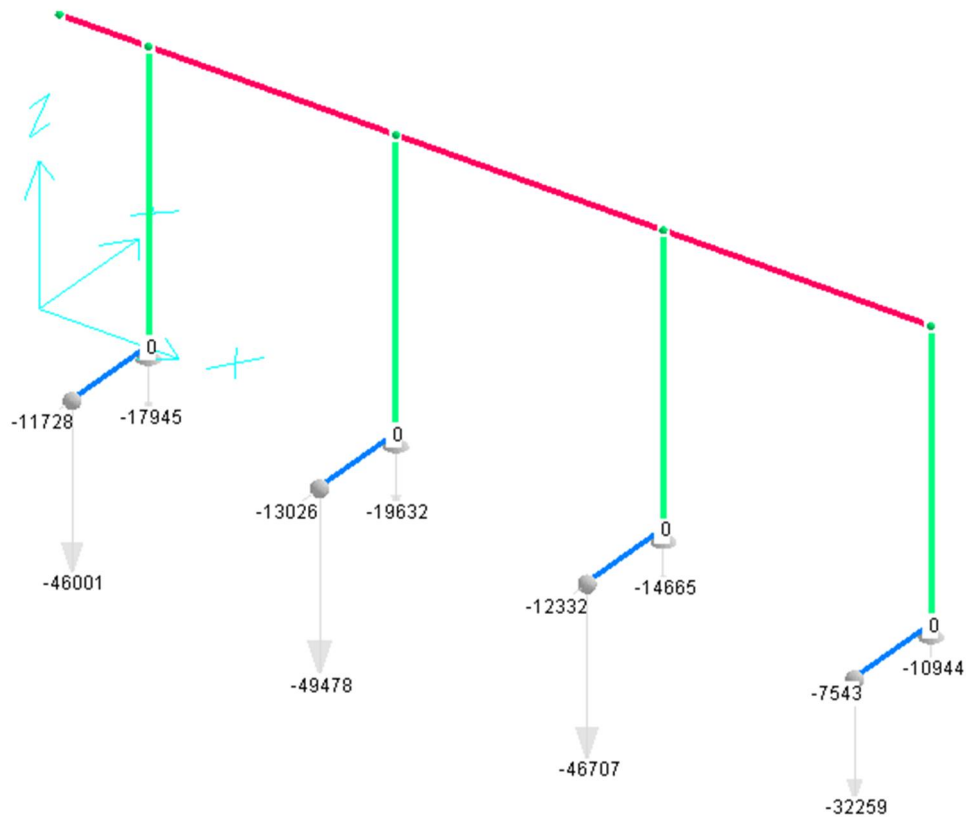
I valori delle capacità portante di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

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

10.1. SOLLECITAZIONI

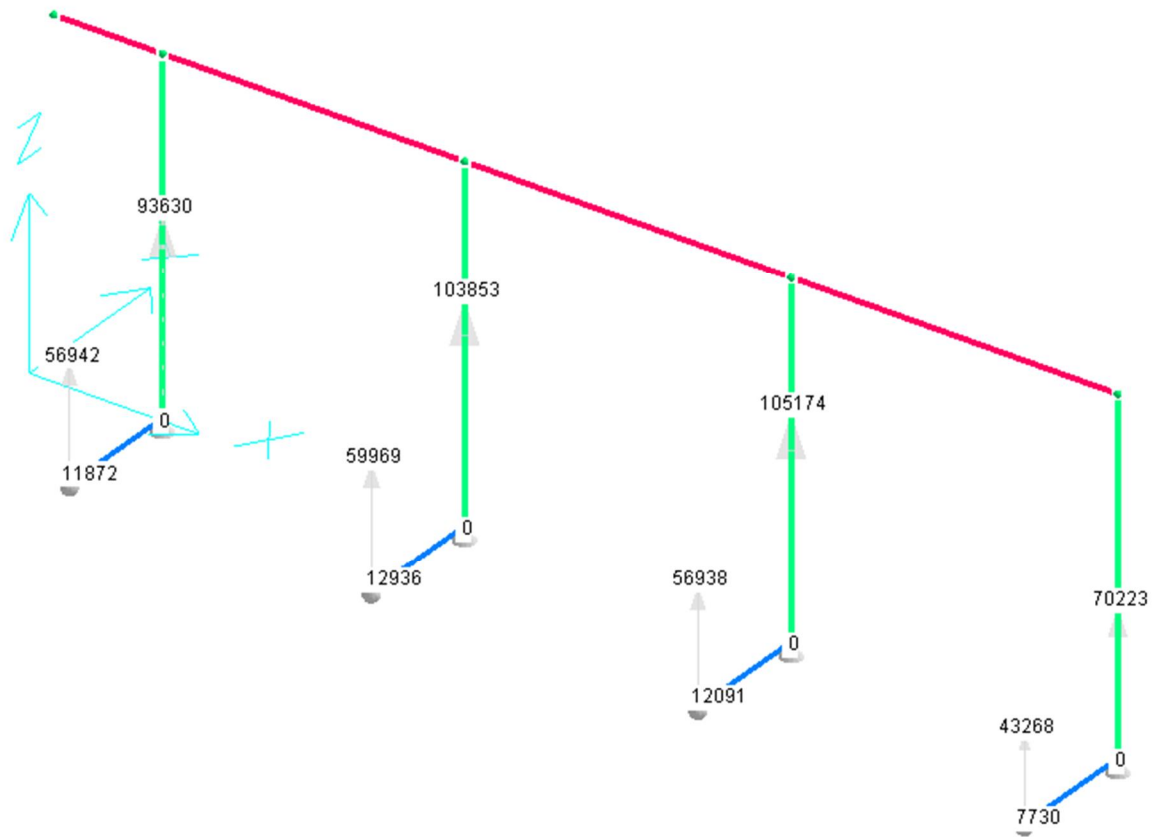
Si riportano le reazioni alla testa dei pali del MODELLO 1, poiché quello con luce più ampia e quindi maggiormente sollecitati. Tali reazioni sono calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Reazioni minime



$$N_{Sd,min} = 495 \text{ kN (trazione)} \quad ; \quad H_{Sd} = 130/2\text{pali} = 65 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

Reazioni massime


 $N_{Sd,max} = 1052 \text{ kN (compression)}$

;

 $H_{Sd} = 130 / 2\text{pali} = 65 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

10.2. PORTANZA CARICHI VERTICALI

Il dimensionamento dei pali trivellati 600 è stato eseguito tenendo conto delle sollecitazioni massime riferite a tutti i modelli sopra riportati. In particolare:

$N_{Sd,max} = 1052 \text{ kN}$ (compressione)

$N_{Sd,max} = 495 \text{ kN}$ (trazione)

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

Riferimento: **Pali Fondaz. L = 11m d = 0.6m**

Lunghezza palo	m	11.00
Diametro palo	m	0.60
Peso del palo: P_g	daN	7'772

STRATIGRAFIA:

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

Pressione q_z 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	7.5	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	16125	23250	23250	23250
Portanza laterale	daN	10'390	59'149	0	0	0

PORTANZA LATERALE LIMITE: PL **69'539daN**

PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1.1 * 1.25)$ **50'574daN**

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		26.1
N_c		38.7
q_z	daN/m ²	23250

PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP **171'489daN**

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP_c = PP / (1.1 * 1.25)$ **124'719daN**

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: $P_{tot} = PL_c + PP_c$ **175'293daN**

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: $P_{c,comp} = P_{tot} - P_g$ **167'522daN**

CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: $P_{c,traz} = P_g + PL / (1.15 * 1.25)$ **56'147daN**

$$N_{Rd,max} = 1675 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 1052 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,min} = 561.5 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 495 \text{ kN}$$

10.3. CALCOLO DEL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
 Raggio = 300 (mm)
 Sforzo Normale = -1052 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

$R_{ck} = 30$ (N/mm²)

$\gamma_{m,c} = 2.1$

$\alpha = 0.85$

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 14.22$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (N/mm²)

$\gamma_E = 1.00$

$\gamma_S = 1.15$

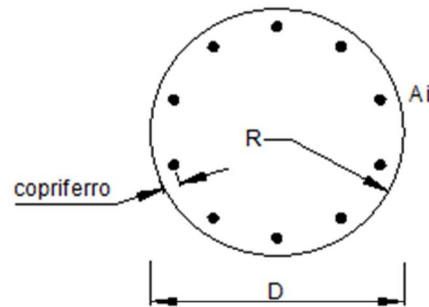
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3$ (N/mm²)

$E_s = 200000$ (N/mm²)

$\epsilon_{ys} = 0.196\%$

$\epsilon_{yk} = 1.111\%$ $\alpha = 0.9$

$\epsilon_{ud} = 1.000\%$



Armature

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

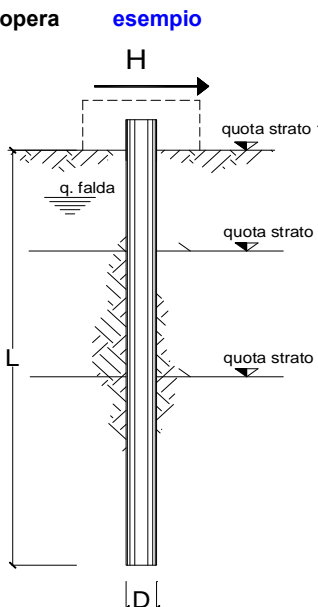
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 144.9$ (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 11.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 145 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Palo lungo H = 131.5 (kN)
 Palo intermedio H = 1226.6 (kN)
 Palo corto H = 5401.3 (kN)

Hlim = 131.5 (kN) Palo lungo

$$H_{Rd} = 131.5 \text{ kN} > H_{Sd,max} = 65 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICATO})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00	Foglio 28 di 49

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.

La 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.

La forza orizzontale applicata in base alle seguenti proprietà:

$$F = 0.5 \cdot \frac{4 \cdot E \cdot J_s \cdot z}{J_c + n \cdot J_s}$$

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)

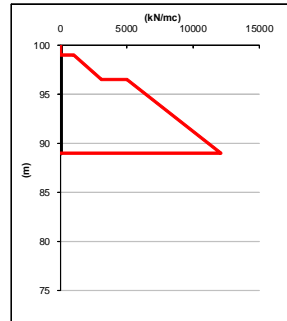
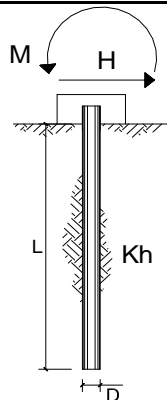
$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$ dove:

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 della scarsa 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 (m⁴)
 Lunghezza del palo 11 (m)
 Forza orizzontale in testa 65 (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

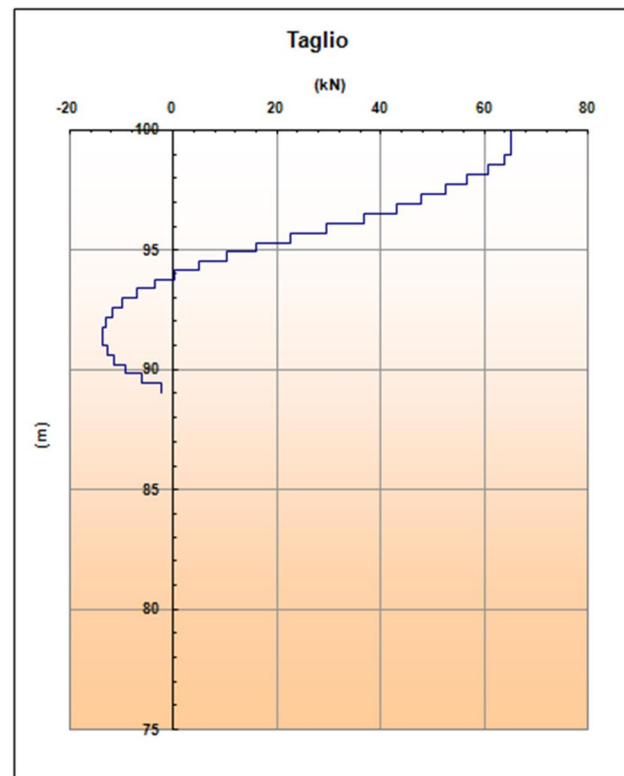
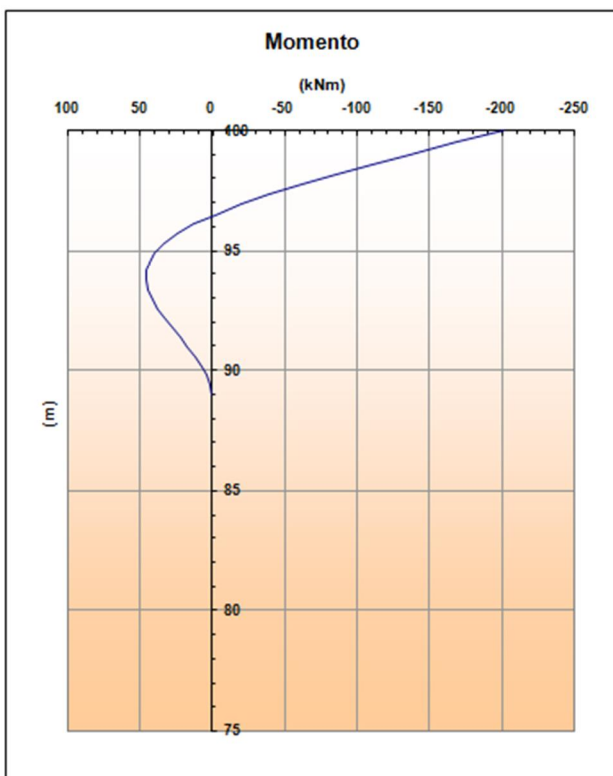
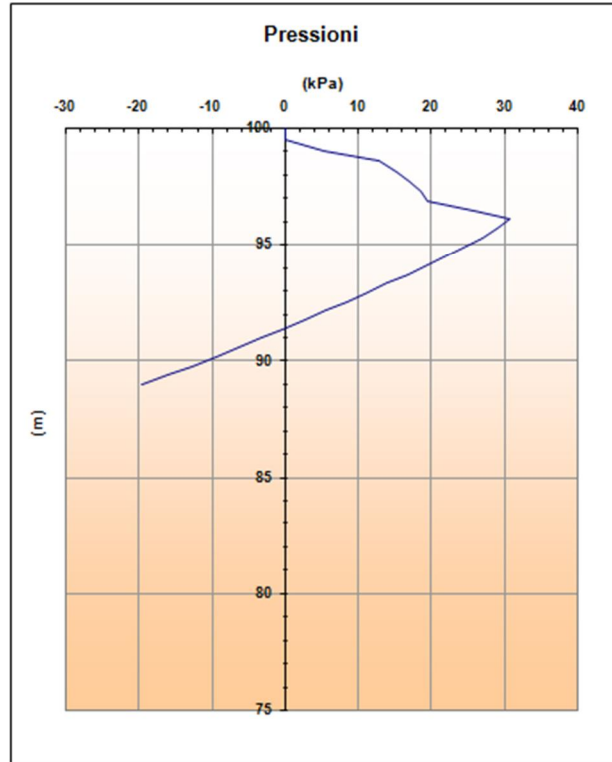
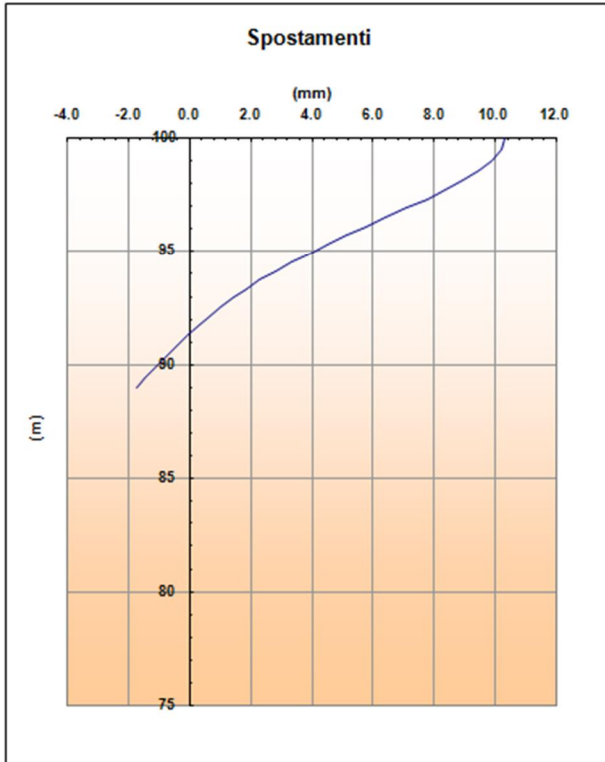
Spostamenti, Rotazioni, Pressione				
nodo	z	y(z)	$\varphi(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	10.35	0.00000	0.00
2	99.50	10.23	0.00046	0.00
3	99.00	9.90	0.00085	5.38
4	98.58	9.49	0.00110	12.79
5	98.17	8.99	0.00131	15.23
6	97.75	8.41	0.00146	17.17
7	97.33	7.78	0.00157	18.58
8	96.92	7.11	0.00163	19.45
9	96.50	6.43	0.00165	25.95
10	96.11	5.77	0.00164	30.77
11	95.71	5.13	0.00161	29.04
12	95.32	4.51	0.00155	27.00
13	94.92	3.91	0.00148	24.71
14	94.53	3.34	0.00140	22.22
15	94.13	2.81	0.00131	19.59
16	93.74	2.31	0.00122	16.86
17	93.34	1.84	0.00113	14.07
18	92.95	1.41	0.00105	11.25
19	92.55	1.01	0.00097	8.40
20	92.16	0.64	0.00091	5.54
21	91.76	0.30	0.00085	2.66
22	91.37	-0.03	0.00080	-0.26
23	90.97	-0.34	0.00076	-3.22
24	90.58	-0.63	0.00073	-6.26
25	90.18	-0.92	0.00072	-9.40
26	89.79	-1.20	0.00071	-12.67
27	89.39	-1.47	0.00070	-16.09
28	89.00	-1.75	0.00070	-19.55

SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-201.98	65.00
2	99.50	-169.48	65.00
	99.50	-169.48	65.00
3	99.00	-136.98	65.00
	99.00	-136.98	63.66
4	98.58	-110.45	63.66
	98.58	-110.45	60.46
5	98.17	-85.26	60.46
	98.17	-85.26	56.65
6	97.75	-61.66	56.65
	97.75	-61.66	52.36
7	97.33	-39.84	52.36
	97.33	-39.84	47.72
8	96.92	-19.96	47.72
	96.92	-19.96	42.85
9	96.50	-2.11	42.85
	96.50	-2.11	36.58
10	96.11	12.33	36.58
	96.11	12.33	29.29
11	95.71	23.89	29.29
	95.71	23.89	22.41
12	95.32	32.74	22.41
	95.32	32.74	16.02
13	94.92	39.06	16.02
	94.92	39.06	10.16
14	94.53	43.08	10.16
	94.53	43.08	4.90
15	94.13	45.01	4.90
	94.13	45.01	0.26
16	93.74	45.11	0.26
	93.74	45.11	-3.73
17	93.34	43.64	-3.73
	93.34	43.64	-7.07
18	92.95	40.85	-7.07
	92.95	40.85	-9.73
19	92.55	37.01	-9.73
	92.55	37.01	-11.72
20	92.16	32.39	-11.72
	92.16	32.39	-13.03
21	91.76	27.24	-13.03
	91.76	27.24	-13.66
22	91.37	21.85	-13.66
	91.37	21.85	-13.60
23	90.97	16.48	-13.60
	90.97	16.48	-12.84
24	90.58	11.42	-12.84
	90.58	11.42	-11.35
25	90.18	6.93	-11.35
	90.18	6.93	-9.13
26	89.79	3.33	-9.13
	89.79	3.33	-6.13
27	89.39	0.91	-6.13
	89.39	0.91	-2.31
28	89.00	0.00	-2.31

$$M_{Sd} = 202 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 65 \text{ kN}$$



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 1052 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

M xRd 1'287 kNm

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

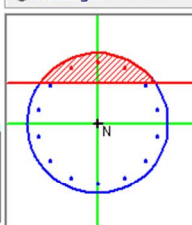
ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 11.77 ‰

d 111.8 cm

x 25.62 x/d 0.2292

δ 0.7265



$$M_{Rd,Nmax} = 1287 \text{ kNm} > M_{Sd} = 202 \text{ kNm}$$

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 -495 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

M xRd 631.4 kNm

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

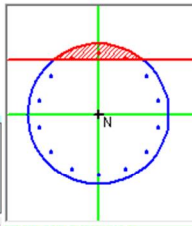
ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 24.91 ‰

d 111.8 cm

x 13.77 x/d 0.1232

δ 0.7



$$M_{Rd,Nmin} = 631 \text{ kNm} > M_{Sd} = 202 \text{ kNm}$$

Verifica a Taglio

$$V_{Sdu} = 65 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{wd} = 171.5 \text{ kN} > V_{Sdu} = 65 \text{ kN (VERIFICATO)}$$

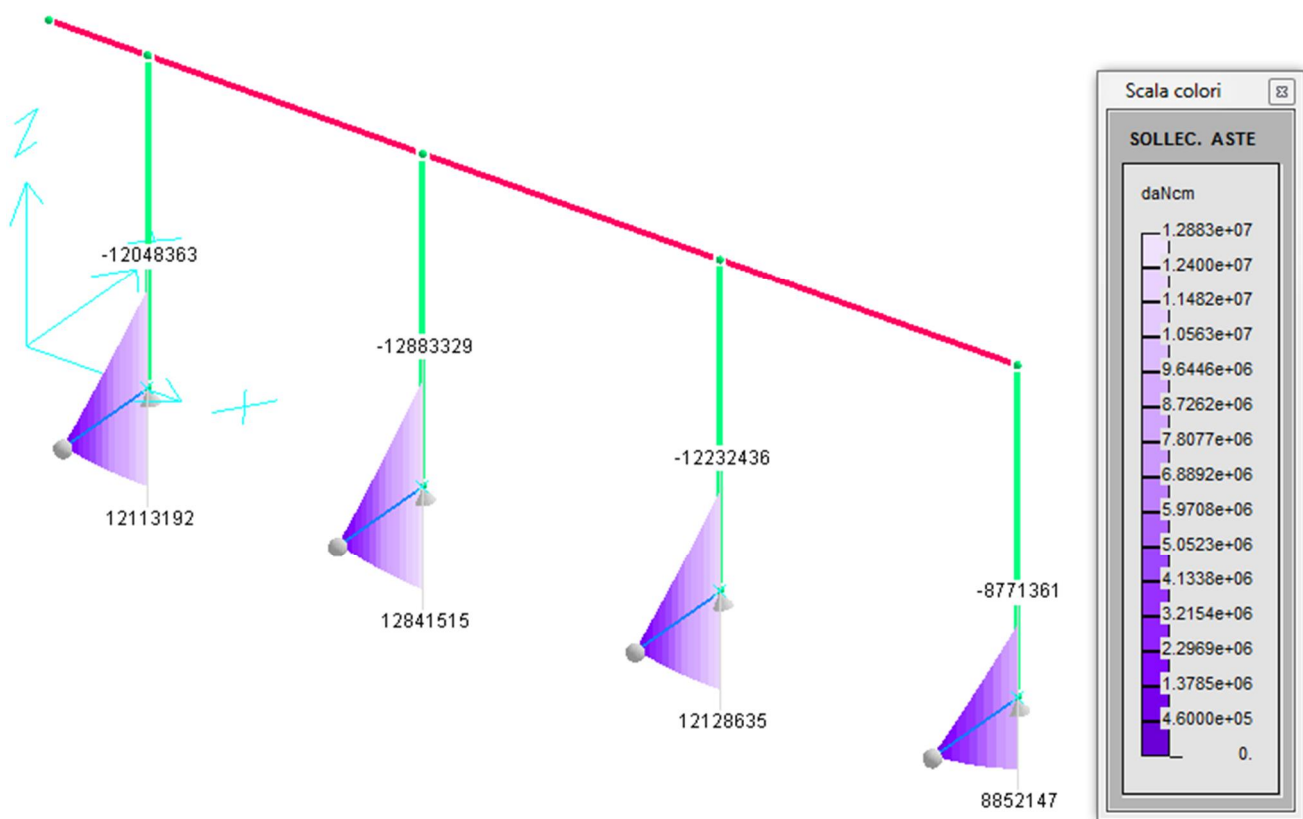
11. VERIFICHE STRUTTURALI

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

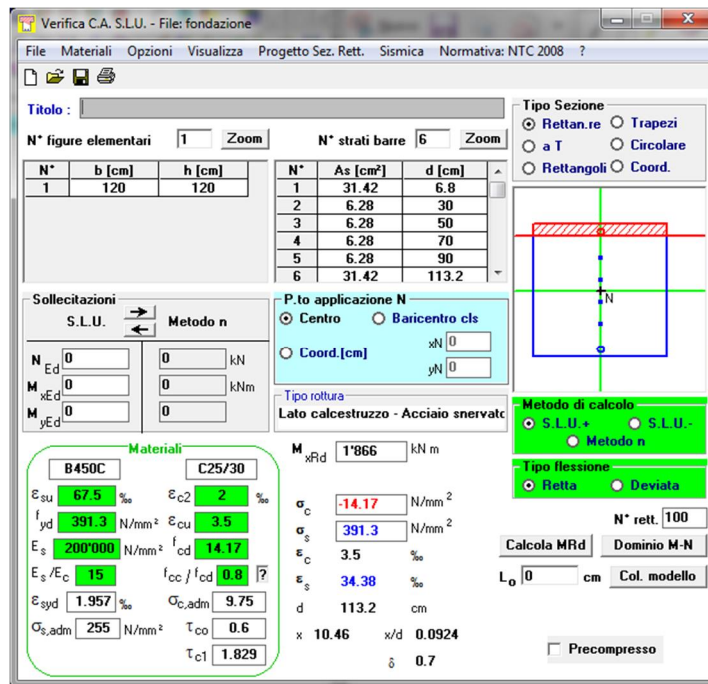


$$M_{sd} = 1288 \text{ kNm}$$

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

$$A_S = A_{\phi_s} = 10 \text{ } \emptyset 20;$$

$$A_{S,\text{laterale}} = 4+4 \text{ } \emptyset 20.$$



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

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.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

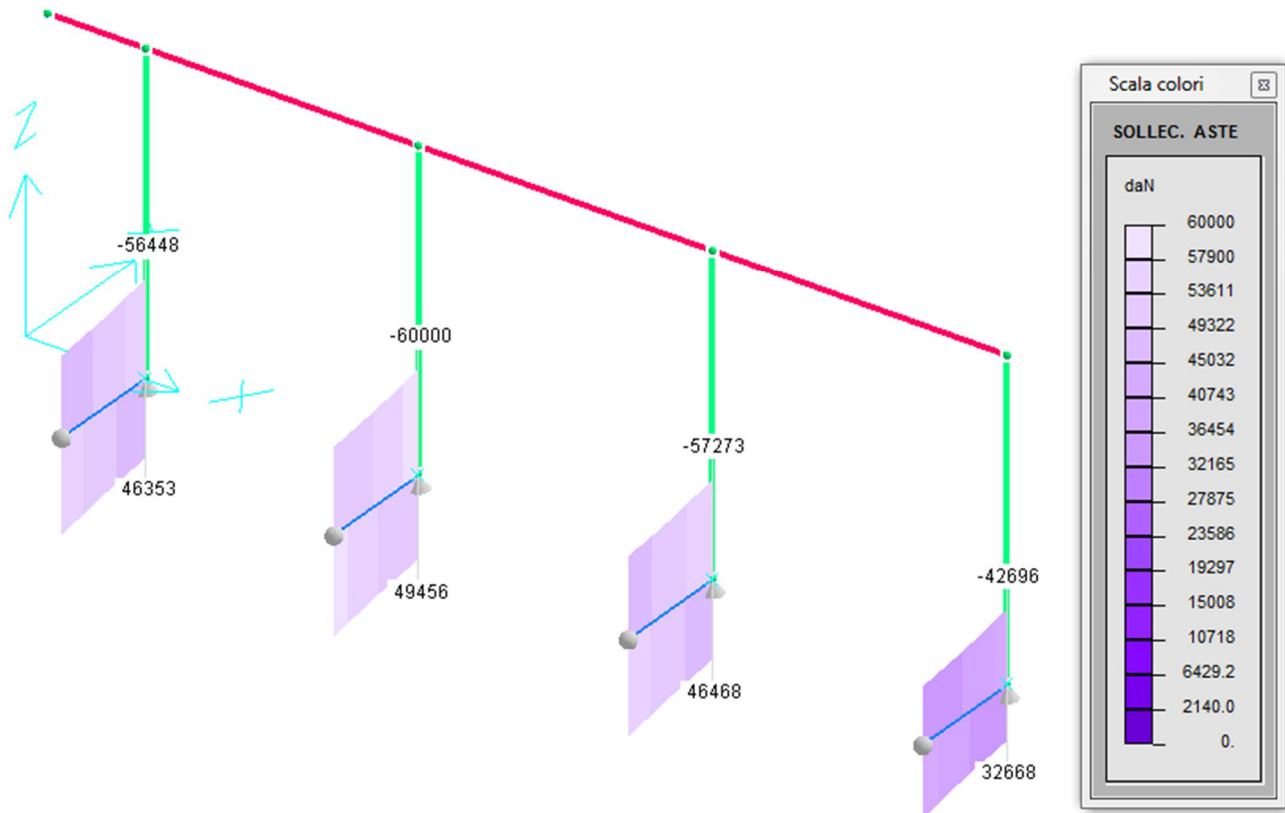
Materiali

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_{xRd} 1'866 kN m
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

$$M_{Rd} = 1866 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1288 \text{ kNm}$$

Taglio - V

$$V_{Sdu} = 600 \text{ kN}$$

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

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

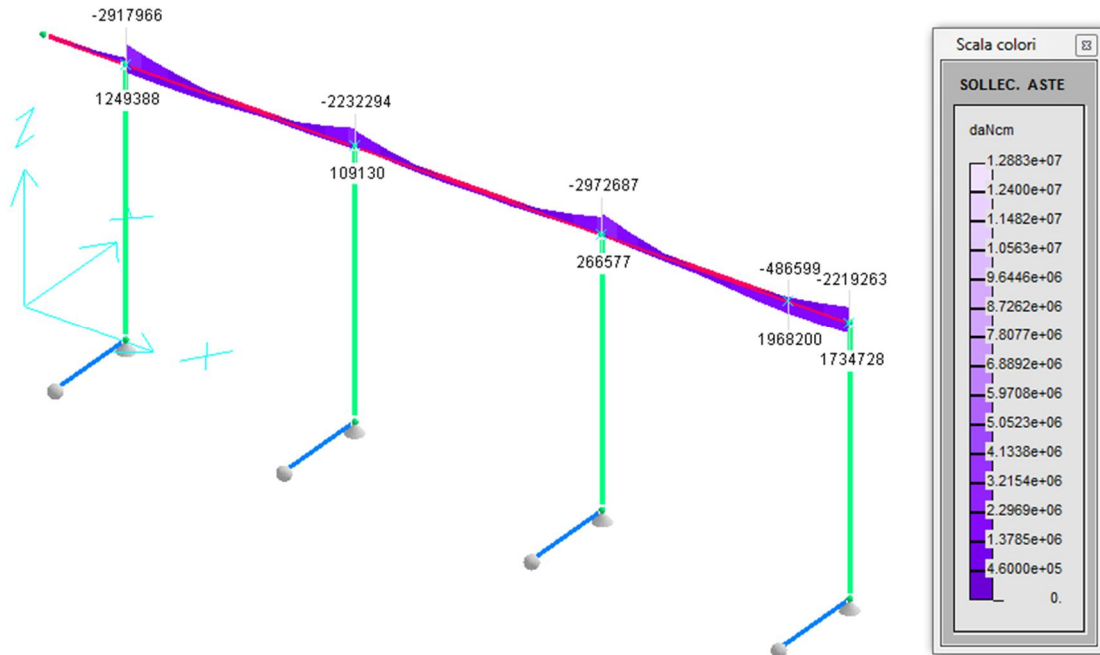
pertanto :

$$V_{wd} = 1220 \text{ kN} > V_{Sdu} = 600 \text{ kN}$$

11.2. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

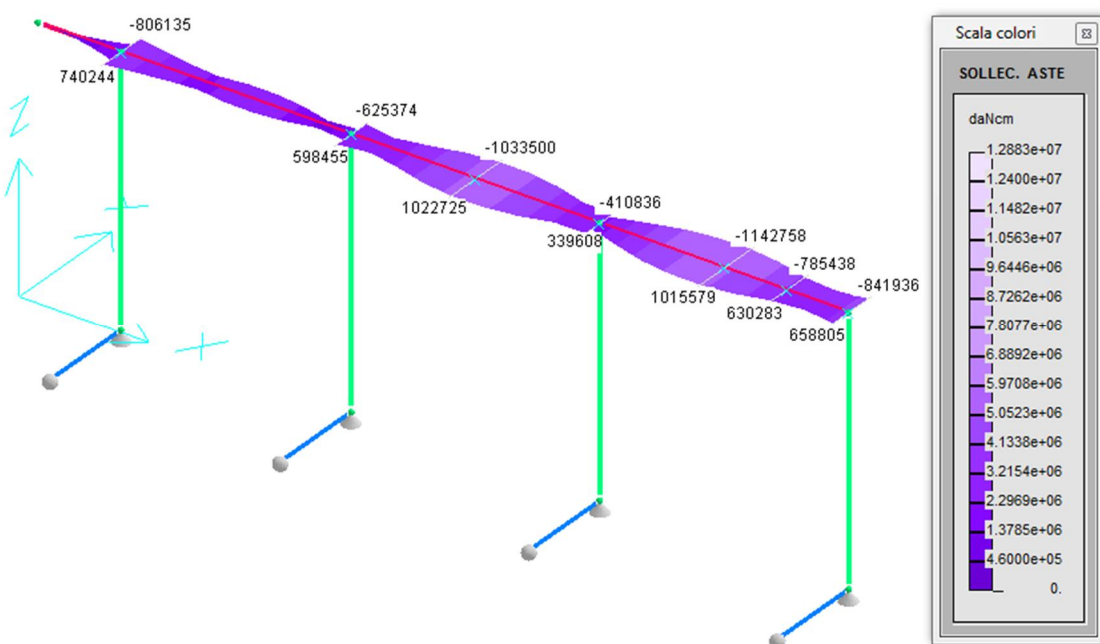
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della trave in elevazione del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

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



$$M_{sd}^{(-)} = 297 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 196 \text{ kNm}$$

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



$$M_{sd}^{(-)} = 103 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 102 \text{ kNm}$$

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

$$A_s = A_{\phi} = 7 \text{ } \varnothing 18;$$

$$A_{\text{centrale}} = 3+3 \text{ } \varnothing 18.$$

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]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	16	2.54	6.4	40
2	100	0	17	2.54	6.4	56
3	100	80	18	2.54	93.6	23
4	0	80	19	2.54	93.6	40
			20	2.54	93.6	56

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/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	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/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{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

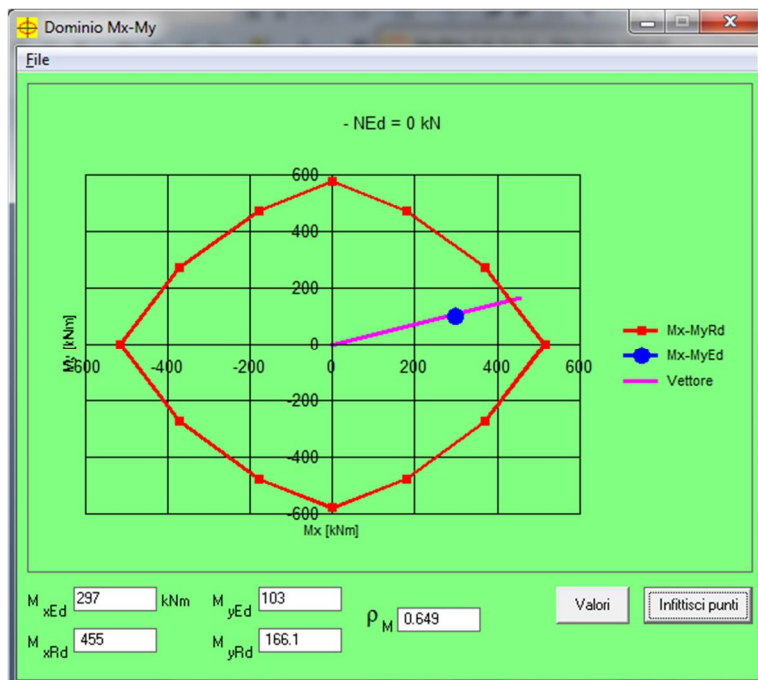
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

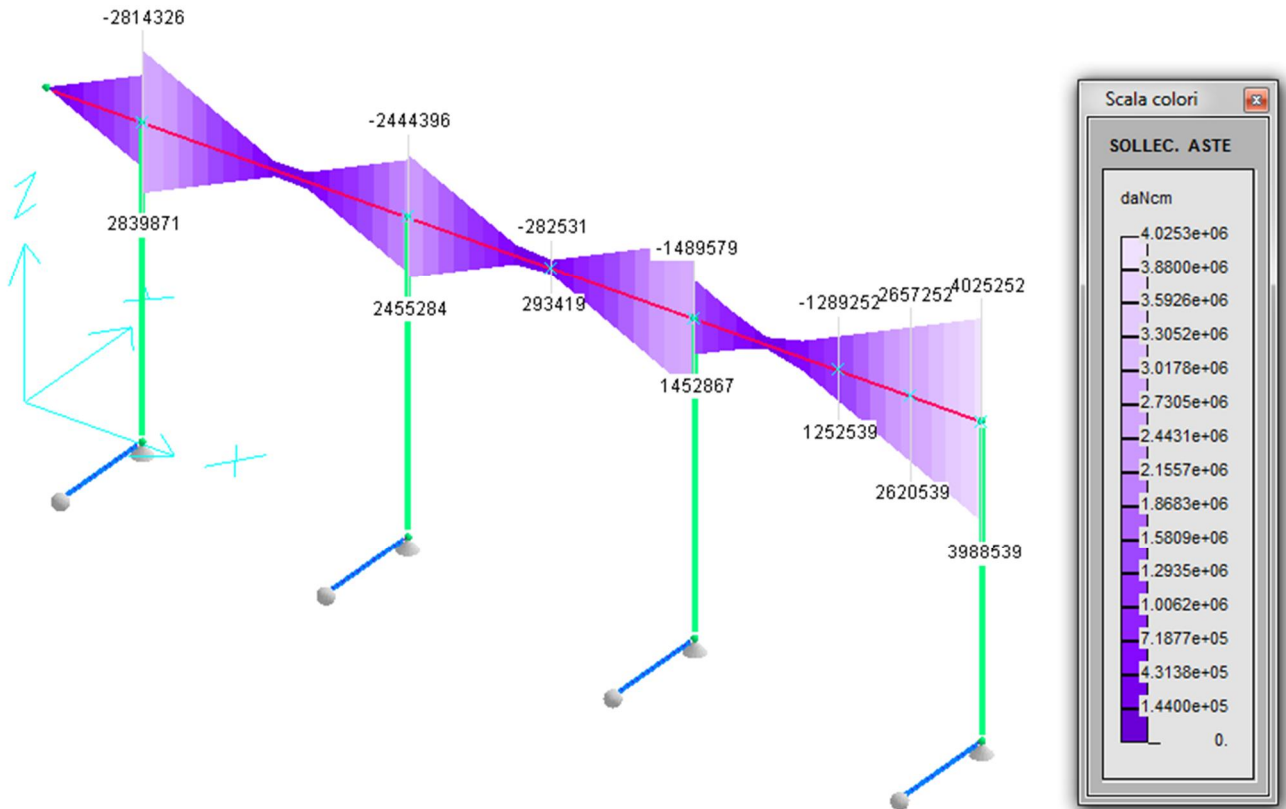
angolo asse neutro θ°

Precompresso



$$M_{Rd,x} = 455 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 297 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 166 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 103 \text{ kNm}$$

Momento torcente - T

$$T_{Sd} = 402 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 12 \text{ } \varnothing 18 = 30.54 \text{ cm}^2;$$

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

$$T_{Rcd} = 1/2 * (f_{\varnothing d} * B_e * h_s)$$

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

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

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

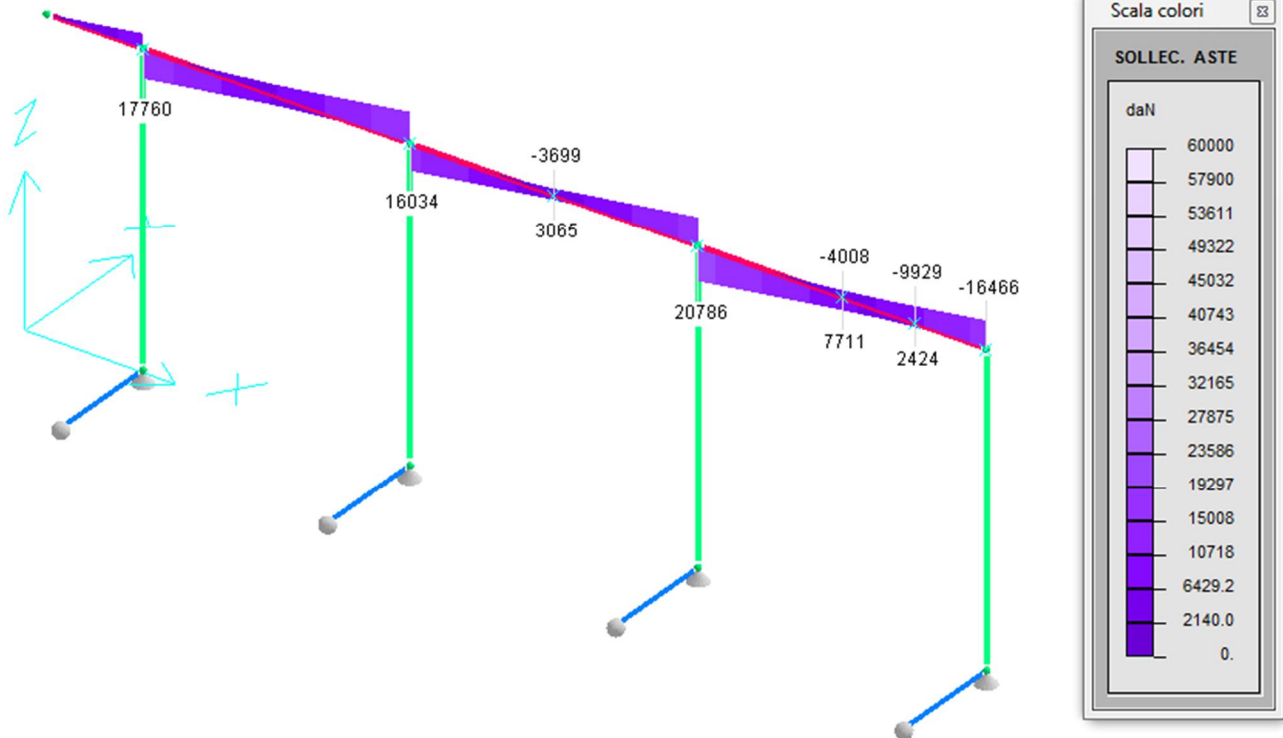
$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

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

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

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

$$T_{Rld} = 459 \text{ kNm} > T_{Sd} = 402 \text{ kNm}$$

Taglio - V_z 

$$V_{Sd,z} = 208 \text{ kN}$$

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.

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

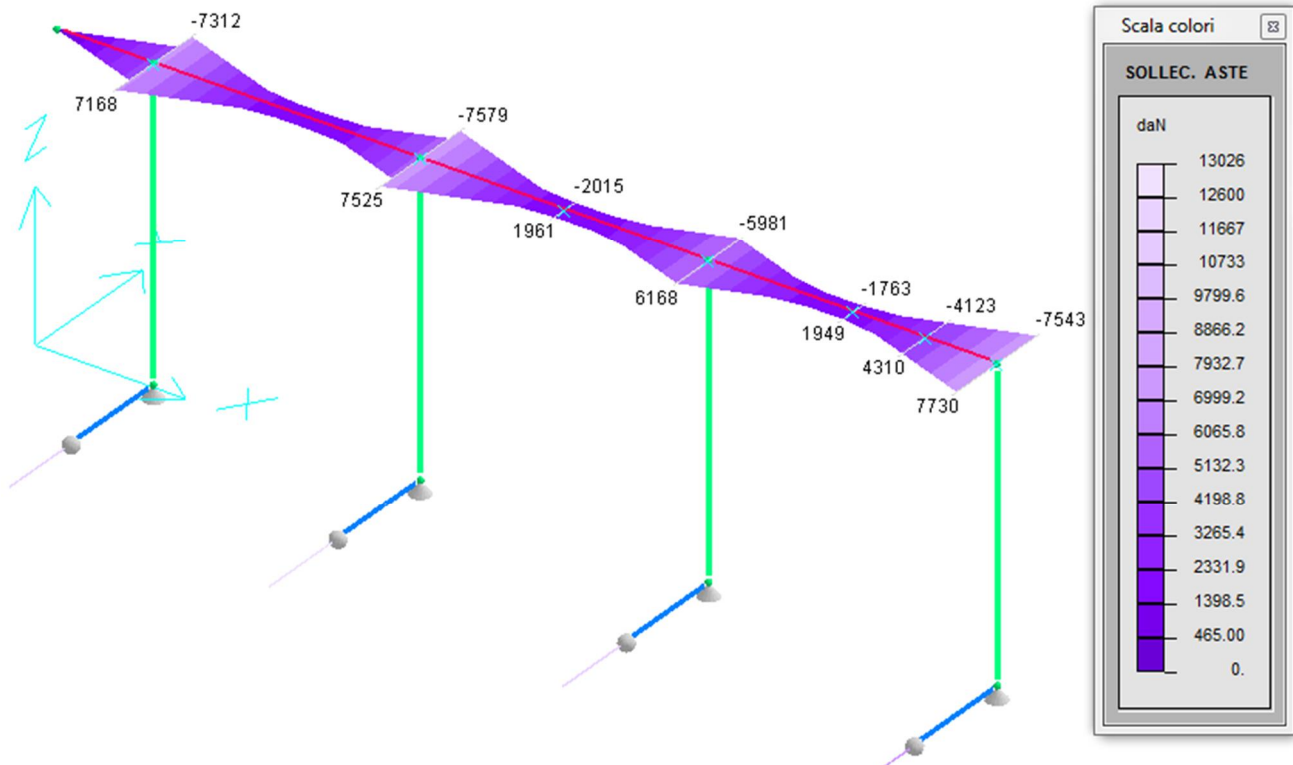
$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

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

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

pertanto :

$$V_{wd} = 409 \text{ kN} > V_{Sdu} = 208 \text{ kN}$$

Taglio ó V_y 

$$V_{Sd,y} = 76 \text{ kN}$$

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

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

pertanto :

$$V_{wd} = 174 \text{ kN} > V_{Sdu} = 76 \text{ kN}$$

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:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{402}{615} + \frac{208}{4025} \leq 1 \Rightarrow 0.70 \leq 1$$

dove:

$$V_{Rd} = 0.30 \cdot V_{Rd} \cdot \eta \cdot \nu$$

Armature minime secondo DM 16/01/1996

Travi

Armatura longitudinale tesa minima mmq

0.15% < ρ

In direzione "z"

1200 < **1778**

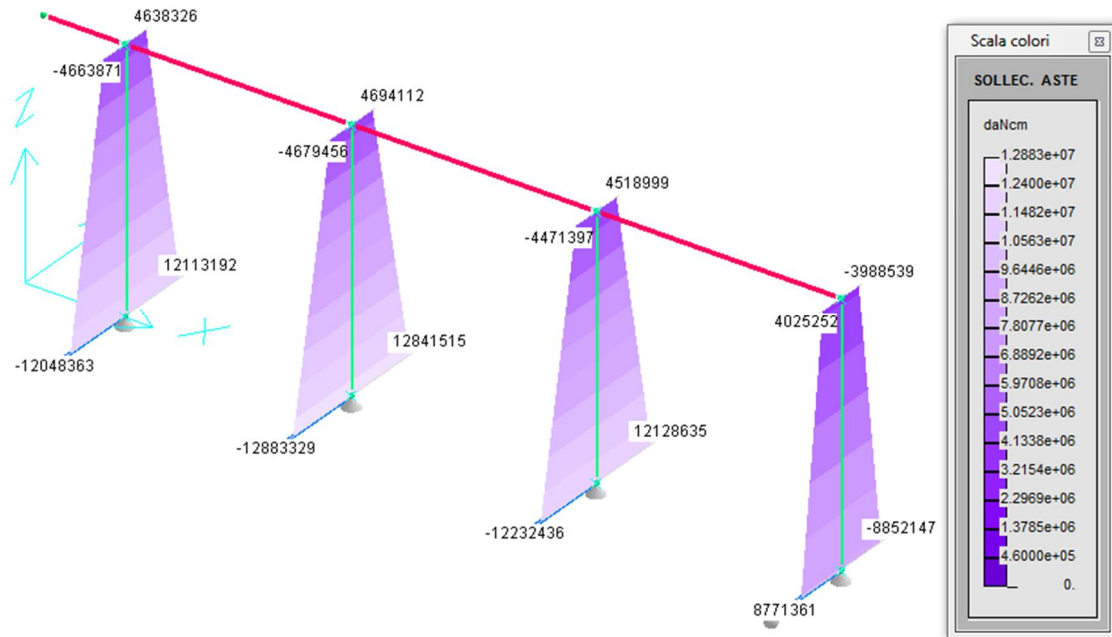
In direzione "y"

1200 < **1270**

11.3. VERIFICHE SETTI

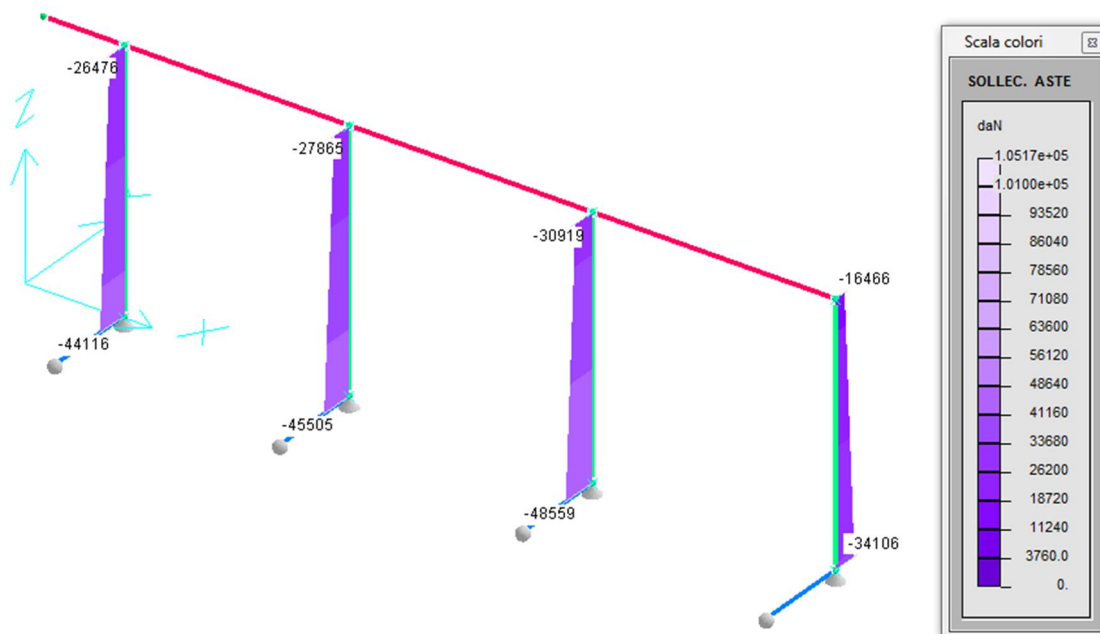
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M



$M_{Sd} = 1288 \text{ kNm}$

Sforzo Normale - N



$N_{Sd,min} = 485 \text{ kN}$

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

$$A_s = A_{\phi_s} = 7 \text{ } \varnothing 22;$$

$$A_{\text{Scentrale}} = 4+4 \text{ } \varnothing 22.$$

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: 28 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	24	3.8	74	60
2	80	0	25	3.8	6.4	80
3	80	100	26	3.8	6.4	40
4	0	100	27	3.8	74	40
			28	3.8	74	80

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 485 kN
M_{xEd}: 1280 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 ‰ σ_{c,adm}: 12.25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 1'628 kNm

σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 19.97 ‰
d: 93.6 cm
x: 13.96 x/d: 0.1491
δ: 0.7

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

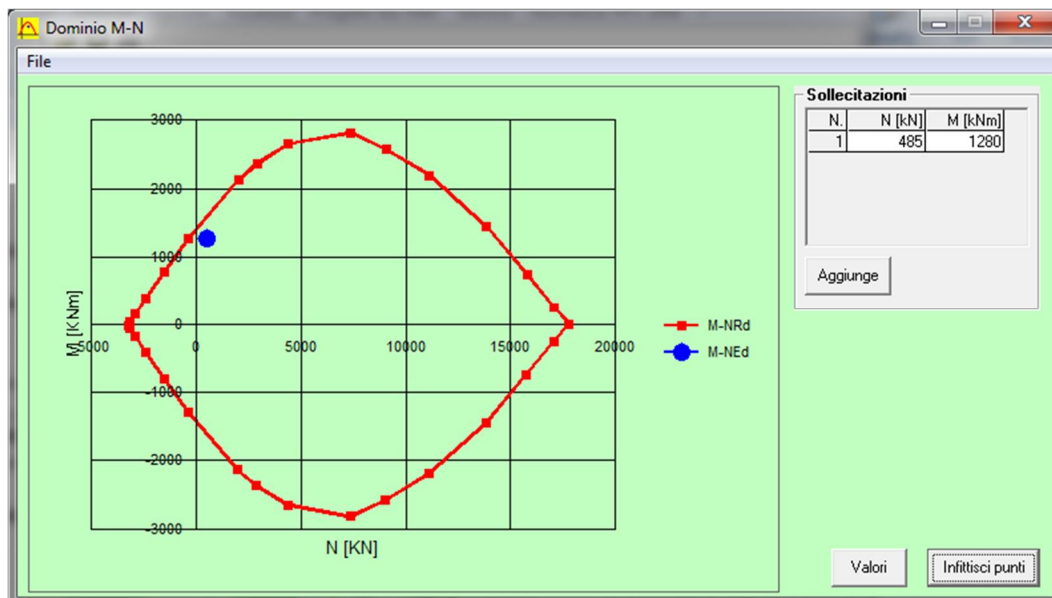
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

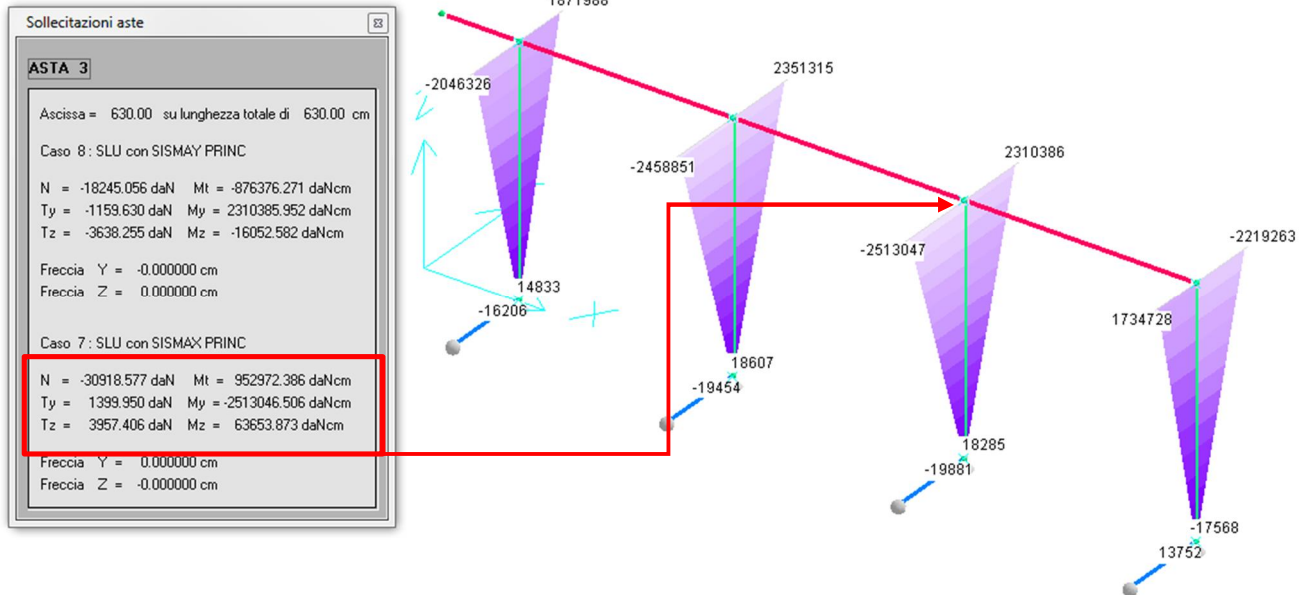
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



$$M_{Rd} = 1628 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1280 \text{ kNm}$$

Momentoflettente ó M_y



$M_{Sd,y} = 251 \text{ kNm}$; $M_{Sd,x} = 6.3 \text{ kNm}$ (trascurabile)

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

$A_s = A_{\phi} = 7 \text{ } \varnothing 22$;

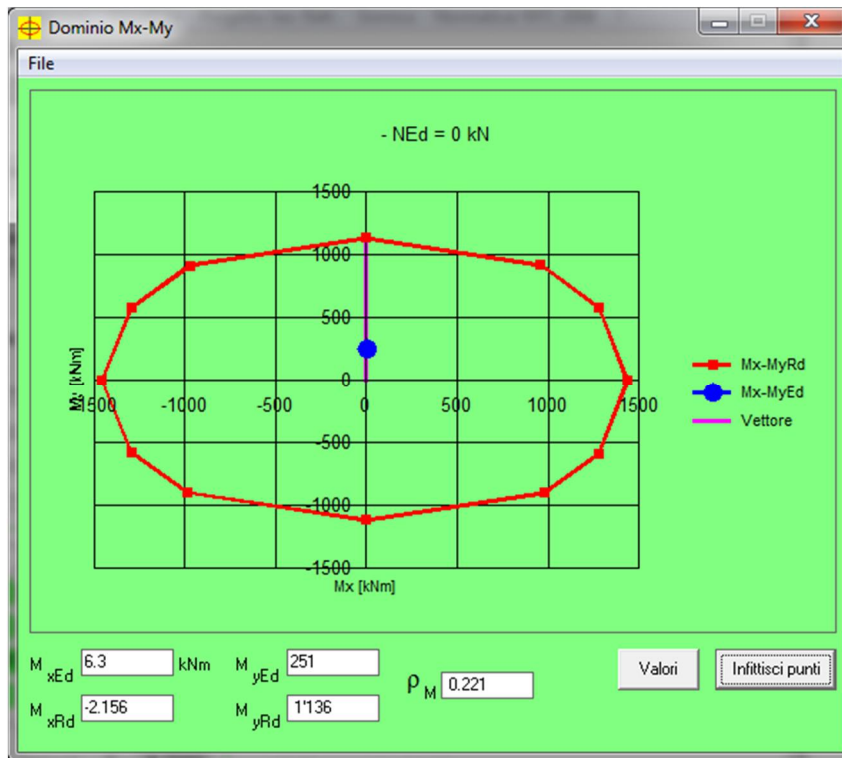
$A_{S, laterale} = 4+4 \text{ } \varnothing 22$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters include:

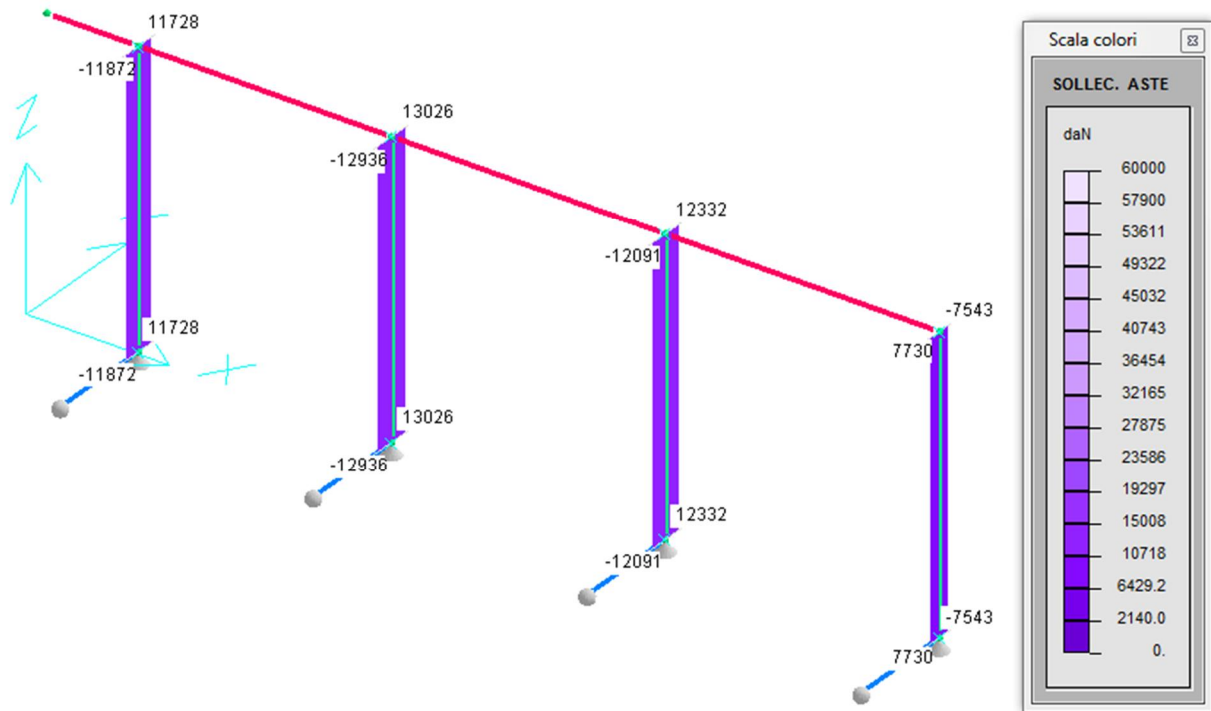
- Titolo:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- N° Vertici:** 4, **N° barre:** 28
- Table 1 (Verticals):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	100
4	0	100
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
24	3.8	74	60
25	3.8	6.4	80
26	3.8	6.4	40
27	3.8	74	40
28	3.8	74	80
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n, N_{Ed} = 0, M_{xEd} = 6.3, M_{yEd} = 251
- Materiali:** B450C, C32/40, $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.957\%$, $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{c2} = 2$, $\epsilon_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$
- Calcolo:** Metodo di calcolo: S.L.U.+, Tipo flessione: Deviata, $N^* \text{ rett.} = 100$, $\text{angolo asse neutro } \theta = 270$



$$M_{Rd,y} = 1136 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 251 \text{ kNm}$$

Taglio - V

$$V_{Sd,z} = 129 \text{ kN}$$

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 :

$$V_{wd} = 519 \text{ kN} > V_{Sdu} = 129 \text{ kN}$$

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

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.3\% < \frac{A_{s,min}}{A_c} < 6\%$$

$$2400 < \mathbf{5080} < 48000$$

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.15 \frac{A_{s,min}}{A_c} < A_s$$

$$186 < \mathbf{5080}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-004-D00		Foglio 49 di 49

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.

Portale continuo AREA 5	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	As _{laterale}	As _{torsione}	Staffe torsione	Staffe taglio	V _{staffe} [cm ³ /m]	V _c [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	22	10Φ24	4+4Φ20	//	//	2Φ12/150	7040	1440000	109.9	10990	18030	1.25	120
SETTI	80 x 100 (h)	80	100	7	7Φ22	4+4Φ22	//	//	Φ10/200	1501	800000	100.3	10032	11533	1.44	120
TRAVI	100 x 80 (h)	100	80		7Φ18	3+3Φ18	12Φ18	Φ12/100	1Φ10/200 1Φ10/150	3933	800000	98.3	9835	13768	1.72	135
PALI	Φ60				14Φ20	//	//	//	Φ10/150	742	282743	50.1	5011	5754	2.03	160

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