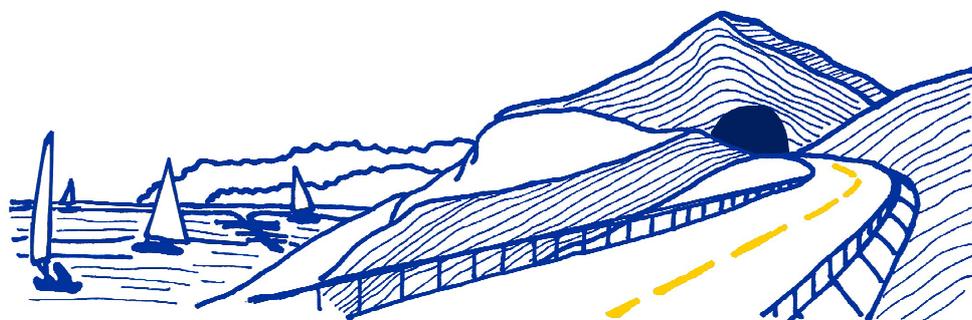


**VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE**

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



CESI
Shaping a Better Energy Future
Mandante

TECHINT
Engineering & Construction
Mandataria

IGEAG
ENGINEERING s.r.l.
SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA
Mandante

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE MAGGIORI
SVINCOLO MELARA
VIADOTTO V12 - RAMPA "N"
RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PILA 8**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

0000_V04V112STRRE05_C

DPGE0265 E 20

CODICE ELAB. V04V112STRRE05

C

-

C	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
A	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Ottobre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	Pag.
1. PREMESSA	2
2. VIADOTTO VII2 RAMPA N – STATO DEI LAVORI –	4
3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	5
4. MATERIALI IMPIEGATI.....	9
5. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
6. SOFTWARE DI CALCOLO	11
7. MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	12
7.1 Valutazione dei carichi applicati.....	12
7.1.1 Carico permanente strutturale della pila.....	12
7.1.2 Carichi variabili impalcato	12
7.1.3 Azione del vento.....	14
7.1.4 Urti da traffico veicolare	17
7.1.5 Effetti della temperatura	17
7.1.6 Azione sismica.....	17
8. DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO	19
8.1 Modello analisi statica	19
8.2 Modello per azioni ambientali	24
8.3 Modello analisi sismica.....	37
8.4 Sollecitazioni di verifica	41
8.5 Verifica armatura pile	42
8.5.1 Verifica sezione A/G – base ritto	42
8.5.2 Verifica sezione B/F – nodo ritto	49
8.5.3 Verifica sezione C/E – traverso/nodo.....	56
8.5.4 Verifica sezione D – mezzeria traverso	63
8.6 Verifica di fessurazione	70
9. CONCLUSIONI.....	73

1. Premessa

La presente Relazione viene redatta nell'ambito del Contratto applicativo per la progettazione esecutiva dell'intervento S.S. 1 "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale - Progetto Esecutivo di Stralcio e completamento C – 3° tratto".

Trattandosi del Progetto di completamento di un'infrastruttura in avanzata fase realizzativa, nel seguito, dopo una generale descrizione dell'infrastruttura, si porrà l'attenzione e si descriveranno nel dettaglio lo stato di avanzamento dei lavori e alcune criticità e difficoltà esecutive verificatesi in passato, che condizionano i lavori di ultimazione dell'infrastruttura.

Nella progettazione delle opere e parti d'opera da realizzare, non si sono potuti apportare modifiche sostanziali alle opere così come precedentemente progettate ed autorizzate in sede di approvazione della Progettazione Definitiva e successivamente progettate nella sede della Progettazione Esecutiva e Costruttiva trasmesseci da ANAS SpA.

Non sono stati pertanto variati i tracciati stradali ed i dati di tracciamento delle opere, sia per l'asta principale che per gli svincoli e in particolare quello di Melara oggetto della presente relazione.

Lo stato di avanzamento dei lavori è stato desunto dalla documentazione di As-Built trasmesseci.

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, per le opere progettate secondo le norme tecniche di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, il D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", prevede, all'Art. 2 "Ambito di applicazione e disposizioni transitorie", che *"per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi"*.

Pertanto, essendo l'attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento resteranno le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Le indagini geognostiche e le relative risultanze sulle quali si basa l'attuale Progetto di completamento, fanno riferimento al complesso delle indagini programmate, svolte ed analizzate nella sede progettuale costruttiva precedente.

Nell'attuale Progetto di Completamento sono stati talvolta riportati, al fine di garantire la completezza e migliorare la comprensione del progetto, elaborati di As-Built relativi alle parti d'opera già realizzate trasmessi dalla Stazione appaltante.

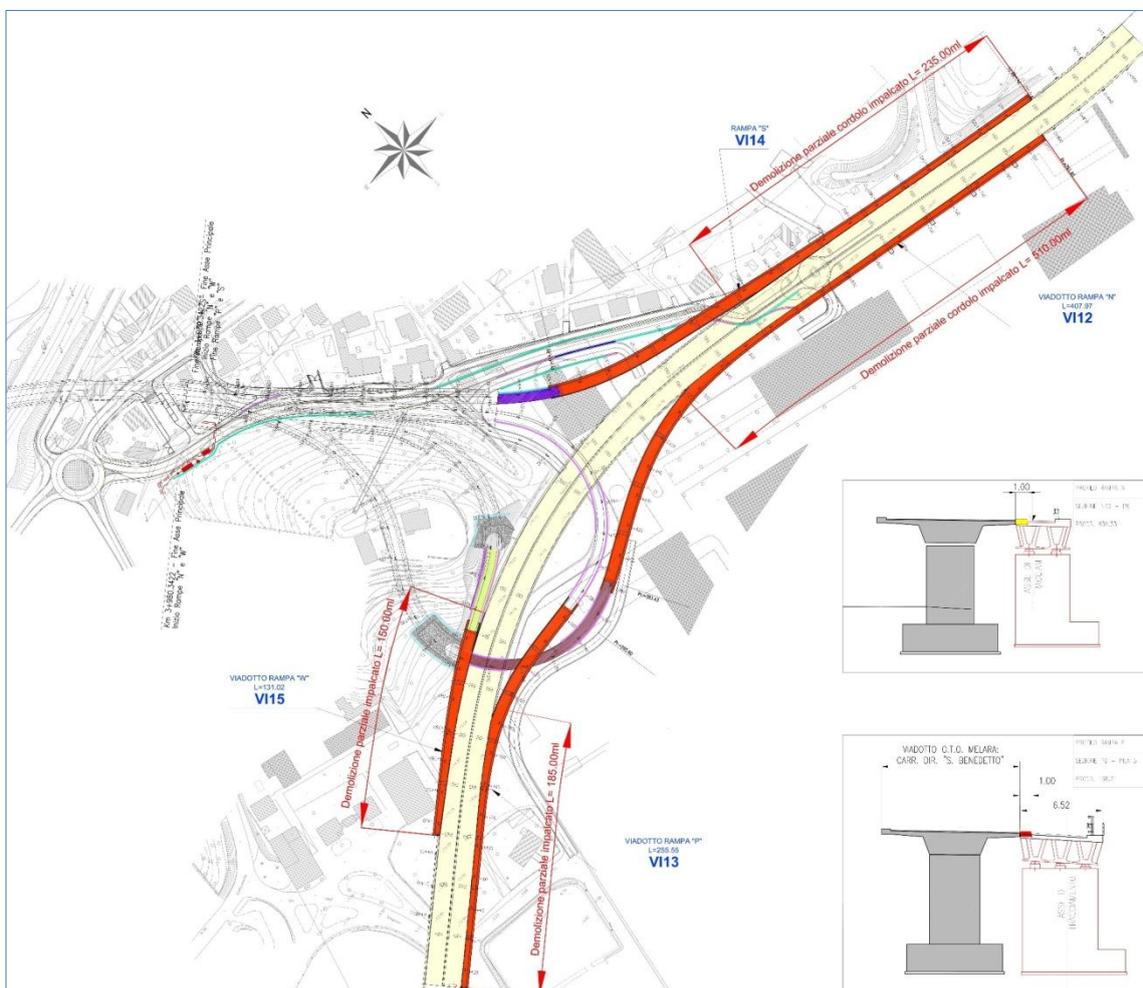


Figura 1 – Viadotti Svincolo Melara – Stralcio planimetrico

Nella presente relazione sono riportate le analisi e verifiche relative alla pila 8 per la quale, come meglio descritto nel seguito, si è modificata la carpenteria rispetto a quella originariamente prevista e, conseguentemente, le travi dell'impalcato risultano disposte, non più all'incirca nella mezzeria del traverso ma con la trave più interna quasi in asse al ritto.

Le caratteristiche di sollecitazione agenti sulla struttura in oggetto derivano dalla relazione di calcolo dell'impalcato aggiornata in sede costruttiva (elaborato V04VI12STRRE02 in Rev. M) redatta dallo studio Infra Engineering per conto dell'Inpresa Toto Costruzioni generali, alla quale si rimanda per eventuali maggiori dettagli in merito.

2. Viadotto VII2 Rampa N – Stato dei lavori –

Lo stato di avanzamento dei lavori risulta il seguente:

- Spalla A: eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 01, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 02, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 03, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 04, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 05, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 06, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 07, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione;
- Pila 08, a cavalletto: eseguiti solo i micropali di sottofondazione sul lato viadotto Salt, eseguito sottofondazione e fondazione trapezoidale sul lato Oto Melara;
- Pila 09, a cavalletto eseguito: sottofondazione, fondazione trapezoidale e posati i ferri cii armatura dell'elevazione senza l'esecuzione del getto di cls sul lato viadotto Salt, eseguito sottofondazione, fondazione trapezoidale e posati i ferri di armatura dell'elevazione senza l'esecuzione del getto di cls sul lato Oto Melara;
- Pila 10, a cavalletto eseguito: sottofondazione, fondazione trapezoidale e posati i ferri di armatura dell'elevazione senza l'esecuzione del getto di cls sul lato viadotto Salt, eseguito sottofondazione, fondazione trapezoidale, posati i ferri di armatura dell'elevazione con la relativa cassetta senza l'esecuzione del getto di cls sul lato Oto Melara;
- Pila 11 a cavalletto, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione, soletta;
- Pila 12 a cavalletto, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione, soletta;
- Pila 13 a cavalletto, eseguito: sottofondazione, fondazione, elevazione, soletta.

3. Descrizione generale dell'opera

Il viadotto presenta l'impalcato con travi in cemento armato precompresso prefabbricate e una soletta in calcestruzzo collaborante, sottostrutture in cemento armato gettato in opera.

Si estende lungo l'asse di tracciamento N dalla progressiva 0+383.43 alla progressiva 0+791.40, con uno sviluppo quindi di 407.97m. L'impalcato è diviso in 13 campate con alle estremità una spalla denominata "Spalla A" al km 0.38343 ed al km 0.79140 una pila/spalla denominata "P13N".

Sono poi disposte dodici pile di altezze differenti alle progressive: 0+415.44, 0+447.46, 0+481.81, 0+513.06, 0+544.28, 0+575.57, 0+607.37, 0+639.33, 0+671.28, 0+703.35, 0+735.33, 0+767.40.

Lo schema di vincolo è differente per i tratti in avvicinamento e per quelli in affiancamento; il primo caso prevede l'utilizzo su tutte le sottostrutture di isolatori elastomerici in gomma armata, mentre nel secondo appoggi in acciaio e PTFE.

Gli appoggi in adiacenza al viadotto esistente sono di tipo fisso trasversalmente (un appoggio fisso ed uno unidirezionale longitudinale) e non consentono i movimenti trasversali in maniera da limitare gli spostamenti in corrispondenza del giunto longitudinale continuo. La trave esterna è invece vincolata con un appoggio unidirezionale trasversale e un apparecchio multidirezionale per consentire i movimenti verso l'esterno e, per il solo lato vincolato all'apparecchio multidirezionale, anche i movimenti in tutte le direzioni. Le singole campate sono collegate da giunti sottopavimentazione, al pari di quelli già esistenti sui viadotti attualmente in esercizio.

Le diverse situazioni geometriche e statiche lungo il tracciato presentano:

- tratti non in affiancamento con larghezze di impalcato di 8.25 metri (6.50 di piattaforma, cordolo in sinistra da m.0.50 e marciapiede in destra da m. 1.25)
- un tratto in affiancamento con larghezze di impalcato di 4.30 metri (4.05 di piattaforma e marciapiede in destra da m. 1.25)
- un tratto di transizione, con larghezze di piattaforma variabili da 6.50 a 4.05 metri, con cordolo in sinistra, fino alla sezione nella quale inizia il tratto in affiancamento, e marciapiede in destra da 1.25 m.

ferme restando le lunghezze delle campate, mediamente da 32 metri circa, la cui lunghezza reale è determinata dalla necessità di allineare le nuove pile a quelle dei viadotti esistenti.

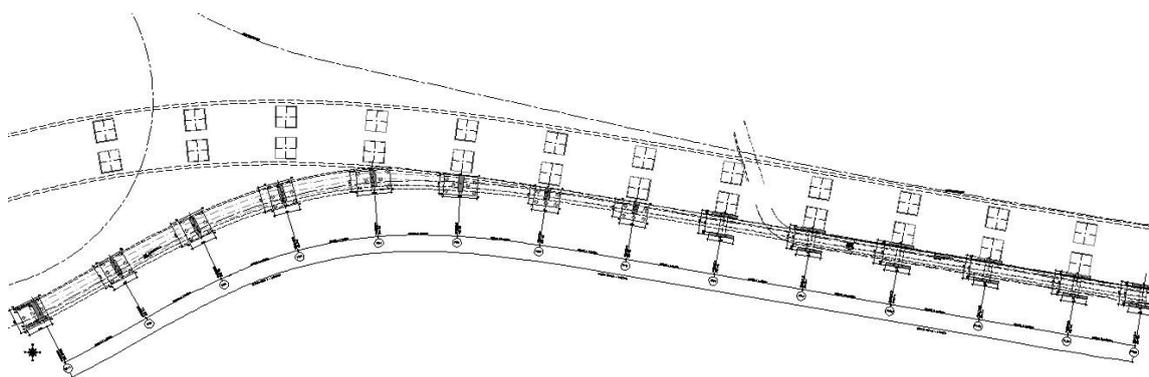


Figura 2 – Planimetria generale

PILE

Per le pile vengono proposte quattro diverse tipologie di sezioni con una geometria semplice, ad eccezione del tratto in corrispondenza del Canale Calcinara.

Nel tratto in affiancamento le pile sono allineate alle pile del viadotto esistente. Una prima tipologia è predisposta dalla pila 1 fino alla pila 3. La seconda tipologia è prevista per la pila 4; presenta infatti un plinto di dimensioni uguali alle precedenti pile, ma il fusto è decentrato rispetto alla fondazione. Dalla pila 5 fino alla pila 7, rispetto alla prima tipologia di pila, il plinto ha dimensioni inferiori, i pali di fondazione sono in numero minore ed il fusto non è in asse con il plinto.

In tabella si riassumono i dati principali relativi ad ogni pila:

Pila n°	Progressiva	Larghezza plinto	Lunghezza plinto	Altezza plinto	N° pali	Lunghezza pali	Elevazione fusto
1	0.41544	9.20	9.20	1.8	9	35	1.15
2	0.44746	9.20	9.20	1.8	9	35	2.45
3	0.48181	9.20	9.20	1.8	9	35	3.25
4	0.51306	9.20	9.20	1.8	6	35	3.80
5	0.54428	9.20	6.60	1.8	6	35	4.10
6	0.57557	9.20	6.60	1.8	6	35	4.45
7	0.60737	9.20	6.60	1.8	6	35	4.70

I pulvini disposti in testa alle pile saranno tutti uguali tra di loro, avranno infatti una prima sezione a larghezza variabile alta 1.80 m e quindi una parte a sezione costante di 100 centimetri.

A partire dalla progressiva 0+639.33 fino alla fine del viadotto, per far fronte alla presenza sul terreno del canale Calcinara, e scavalcarlo senza intervenire sulla struttura del canale, le pile avranno una conformazione particolare e saranno composte infatti da

due fusti interconnessi in testa da un traverso su cui sono poi disposti i dispositivi di appoggio.

Le fondazioni dei portali sono realizzate con un allargamento del pilastro da 2.5 m a 8.95 m in direzione longitudinale e poggiano su 17 micropali $\varnothing 300\text{mm}$.

Le basi della fondazione della pila avranno dimensioni di 7.50 m per 1.00 m. In tabella si riassumono i dati principali relativi ad ogni pila:

Pila n°	Progressiva	Elevazione fusto
8	0.63933	3.60
9	0.67120	3.60
10	0.70335	3.60
11	0.73533	4.30
12	0.76740	4.30
13	0.79140	4.80

Nell'immagine si indica la carpenteria della nuova pila 8 a telaio oggetto di verifica; si evidenzia come le travi dell'impalcato siano disposte, non più all'incirca nella mezzeria del traverso ma con la trave più interna quasi in asse al ritto.

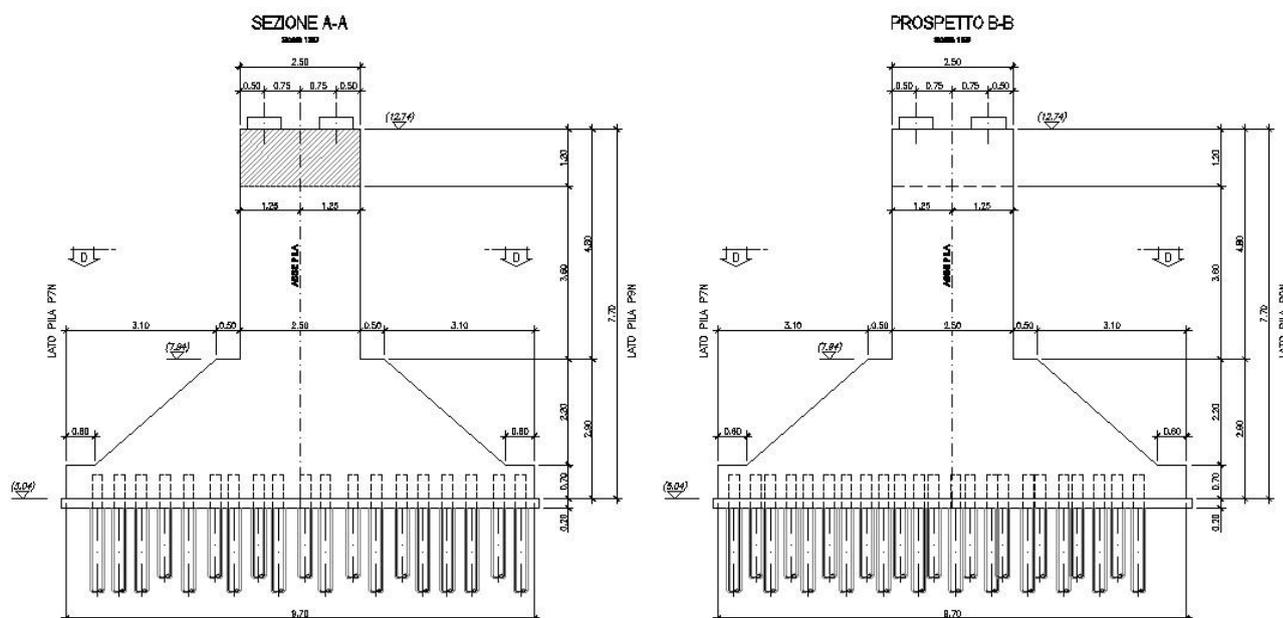


Figura 3 – Pila a telaio-carpenteria

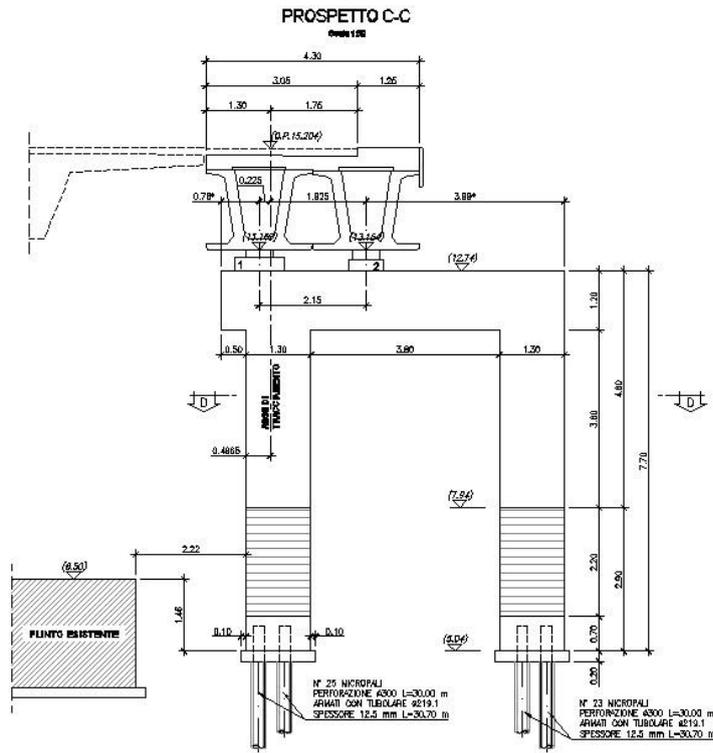


Figura 4 – Pila a telaio-carpenteria

4. Materiali impiegati

Calcestruzzo

Per la realizzazione dei vari elementi in calcestruzzo si adottano le seguenti classi ed esposizioni:

Elevazione pile:	C28/35	XC2
Elevazioni spalle:	C28/35	XC2
Fondazioni:	C25/30	XC2

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

Si prevede l'adozione di barre nervate tipo B450C controllate in stabilimento:

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa} \quad f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$$

L'acciaio da armatura risulta inoltre caratterizzato da:

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \text{ modulo elastico}$$

$$\nu_s = 0.3 \text{ coefficiente di Poisson}$$

$$G_s = 80769.23 \text{ MPa} \text{ modulo di elasticità tangenziale}$$

Acciaio in trefoli per precopressione

Si prevede l'adozione di acciaio armonico in trefoli controllato in stabilimento:

$$f_{p(1)k} = 1670.0 \text{ MPa} \quad f_{ptk} = 1860.0 \text{ MPa}$$

5. Normative di riferimento

Come accennato al punto precedente, le verifiche vengono eseguite secondo il metodo agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

- Legge 5 novembre 1971, n.1086;
- Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare si è fatto riferimento alle seguenti norme:
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicata nella G.U. n° 29 del 04/02/2008 Suppl. Ord. n° 30.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” pubblicata nella G.U. n° 47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n° 27. UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole per i ponti

6. Software di calcolo

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "Excel 7.0". La descrizione delle modalità di operare dei singoli fogli di calcolo verranno presentate di volta in volta.

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni sono state eseguite mediante il software "SAP2000 (versione 15)", sviluppato da Computers and Structures, Inc su piattaforma windows 7

Le verifiche di sicurezza delle sezioni in c.a. sono eseguite con il software RC-SEC-FRP versione 2016 6.0.268 fornito da Geostru s.r.l.

7. Modello di calcolo e sollecitazioni di verifica

7.1 Valutazione dei carichi applicati

7.1.1 Carico permanente strutturale della pila

Per la valutazione dei pesi propri degli elementi strutturali, si è considerato un peso di volume del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 . Il software di calcolo, valuta in modo automatico i pesi propri strutturali.

7.1.2 Carichi variabili impalcato

Per la valutazione delle sollecitazioni indotte sulla pila dai carichi variabili, sono stati considerati i valori massimi di carico sugli appoggi del tratto di rampa interessato:

ASSE N	TIPO	NUMERO	SLU			SLE		
			N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]
PILA 8	APPOGGIO FISSO	1	2505	308	285	1789	220	204
	APPOGGIO MOBILE UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE	1	2606	-	281	1861	-	201
	APPOGGIO MOBILE UNIDIREZIONALE TRASVERSALE	1	1106	315	-	790	225	-
	APPOGGIO MOBILE MULTIDIREZIONALE	1	1116	-	-	797	-	-

SLU			SLE		
N [kN]	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	H _L [kN]	H _T [kN]
7333	315	285	5238	225	204

Come evidenziato nella tabella precedente, su ogni pila sono previsti 4 appoggi di cui :

- 1 appoggio fisso
- 1 appoggio multidirezionale
- 1 appoggio mobile unidirezionale longitudinale
- 1 appoggio mobile unidirezionale trasversale

Per questo motivo si ha un carico massimo verticale in sommità della pila pari a:

$$N = 2505 + 2606 + 1106 + 1116 = 7333 \text{ kN (SLU)}$$

$$N = 1789 + 1861 + 790 + 797 = 5238 \text{ kN (SLE)}$$

Il carico trasversale (valutato a favore di sicurezza) è pari a:

$$H_T = 285 \times 2 = 570 \text{ kN (SLU)}$$

$$H_T = 204 \times 2 = 408 \text{ kN (SLE)}$$

Il carico longitudinale (valutato a favore di sicurezza) è pari a:

$$H_L = 315 \times 2 = 630 \text{ kN (SLU)}$$

$$H_L = 225 \times 2 = 450 \text{ kN (SLE)}$$

Questa terna di carico sarà suddivisa sul traverso sommitale della pila a telaio, come schematizzato di seguito:

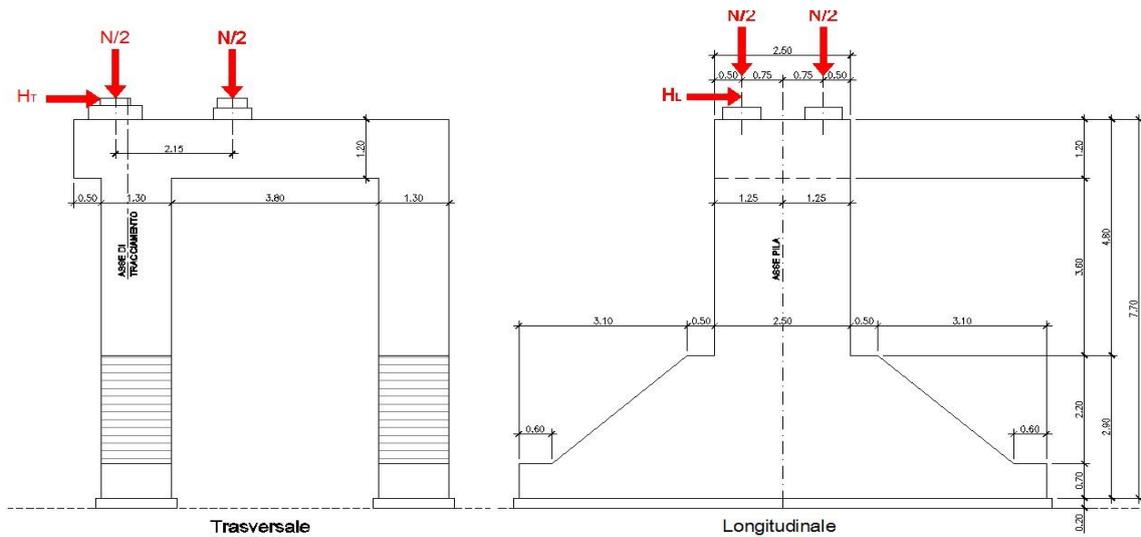


Figura 5 – schema di carico statico

Da evidenziare che il suddetto schema di carico è quello che determina le massime sollecitazioni nella struttura tra tutte le combinazioni di carico, statiche e sismiche, simmetriche ed asimmetriche, dell'impalcato soprastante.

7.1.3 Azione del vento

L'azione del vento viene schematizzata come azione statica equivalente, agente in direzione orizzontale, ortogonale all'asse longitudinale del ponte.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento;
- c_e coefficiente di esposizione;
- c_p coefficiente di forma;
- c_d coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento " q_b " (in N/m²) è data dall'espressione: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$

dove:

- v_r velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

La velocità di riferimento " v_r ", è il valore della velocità media del vento su di un intervallo di tempo $T=10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0=0.05$ m (II categoria di esposizione), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

Essa può essere determinata mediante la seguente relazione (CNR-DT 207/2008 §3.2.2):

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- v_b = velocità di base per un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni
- c_r = coefficiente di ritorno fornito dalla seguente espressione:

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

Nel caso specifico, per un tempo di ritorno $T_R = 75$ anni si determina:

$$c_r = 1.04$$

La velocità di base di riferimento " v_b ", è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa viene definita dall'espressione (cfr. figura seguente):

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020



per il sito in esame, si hanno:

Zona 7: $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $k_a = 0.015 \text{ s}^{-1}$; $a_s = 10 \text{ m} (< a_0)$.

Risulta:

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 28 \cdot 1.04 = 29.12 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 29.12^2 = 530 \text{ Pa} = 0.53 \text{ kPa}$$

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

Esso viene determinato mediante la seguente espressione:

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

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

I cui parametri sono elencati nella tabella seguente:

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

Il coefficiente di topografia "c_t" viene assunto pari a 1.0.

La categoria di esposizione del sito viene definita, per la Zona 7, in riferimento alla figura seguente, per la classe di rugosità "B" del terreno, come risulta dal prospetto seguente.

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

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

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Classe di rugosità: B

Categ. di Esposiz.: IV

$$k_r = 0.22$$

$$z_o = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8.0 \text{ m}$$

$$z = 4.80 \text{ m (altezza max della costruzione emergente dal p.c. < } z_{\min} \text{)}$$

si ottiene: c_e = 1.20

Il coefficiente di forma viene assunto pari a c_p = 1.0

Il coefficiente dinamico viene assunto pari a c_d = 1.0

La pressione del vento risulta pertanto pari a:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_s = 0.53 \text{ kPa} \cdot 1.20 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.64 \text{ kPa} \approx 0.70 \text{ kPa}$$

Le superfici esposte all'azione del vento sono le seguenti:

Superficie laterale: A_L = 12.00 m²

Superficie frontale: A_F = 17.70 m²

Le azioni del vento valgono pertanto:

Azione trasversale: 12.00 m² · 0.70 kPa = 8.40 kN

Azione longitudinale: 17.70 m² · 0.70 kPa = 12.40 kN

7.1.4 Urti da traffico veicolare

Per la collocazione della pila in oggetto, in affiancamento alla corrispondente pila del viadotto esistente, tale azione non risulta applicabile.

7.1.5 Effetti della temperatura

Per l'elevazione della pila si assume una variazione uniforme della temperatura pari a ± 15 °C ed una differenza di temperatura tra le due superfici laterali pari a ± 10 °C.

7.1.6 Azione sismica

Per la zona in cui ricade l'opera in esame (coordinate long. = 9.8444 – lat. = 44.1115), è definita un'accelerazione al suolo $a_g/g = 0.179$ (Nuove norme tecniche per le costruzioni 14-01-08).

I parametri utilizzati per la definizione dello spettro allo stato limite di collasso (SLC) sono i seguenti:

- Classe d'uso III ($C_u=1.5$)
- Categoria di suolo B
- Categoria Topografica T1
- Fattore di struttura $q = 1$ (spettro elastico)
- $F_0 = 2.383$

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri di risposta elastici di progetto orizzontale e verticale così come inseriti nel software di calcolo:

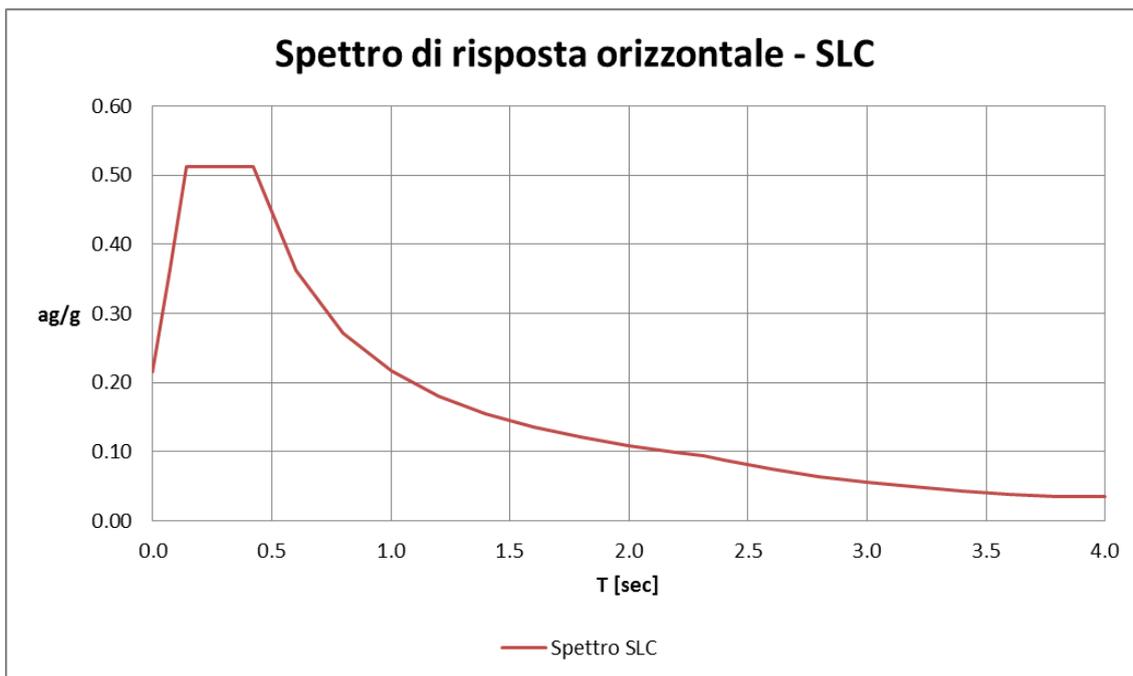


Figura 6 – spettro elastico orizzontale utilizzato nell'analisi

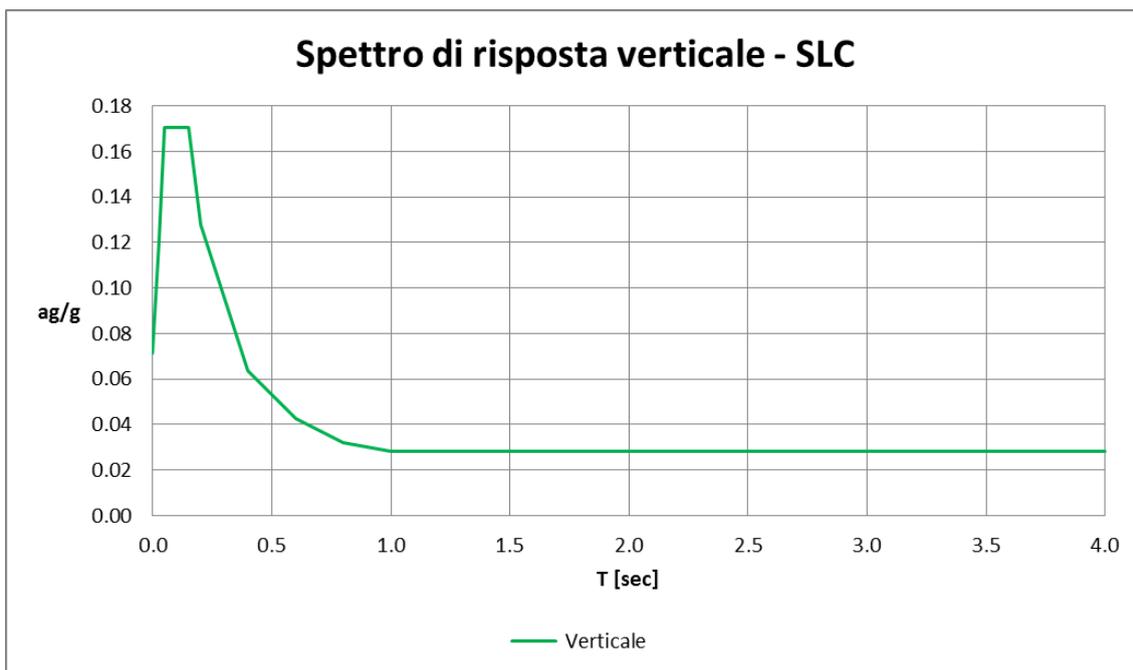


Figura 7 – spettro elastico verticale utilizzato nell'analisi

8. Descrizione modello di calcolo

Nel seguente paragrafo si descrivono i due modelli di calcolo realizzati per la valutazione delle sollecitazioni sulla pila. L'analisi è realizzata sia in campo statico che in campo sismico.

8.1 Modello analisi statica

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni di verifica delle pile in oggetto, è stato realizzato un modello a telaio piano che presenta il traverso di sommità e i ritti sia con sezione costante che con la parte terminale di base avente sezione variabile. L'asse del carico verticale della trave interna presenta una eccentricità di circa 40 cm rispetto all'asse del ritto; tale eccentricità è stata modellata per mezzo di un nodo collegato al traverso tramite un elemento rigido:

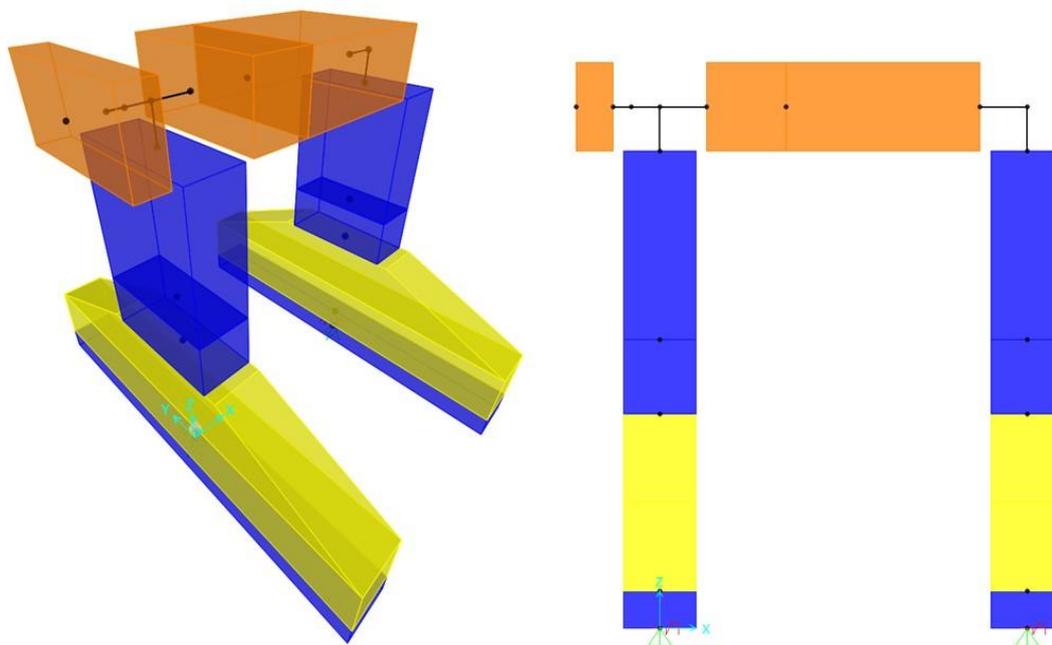


Figura 8 – modello di calcolo per la statica

Nelle immagini seguenti sono descritti i carichi così come applicati nel modello:

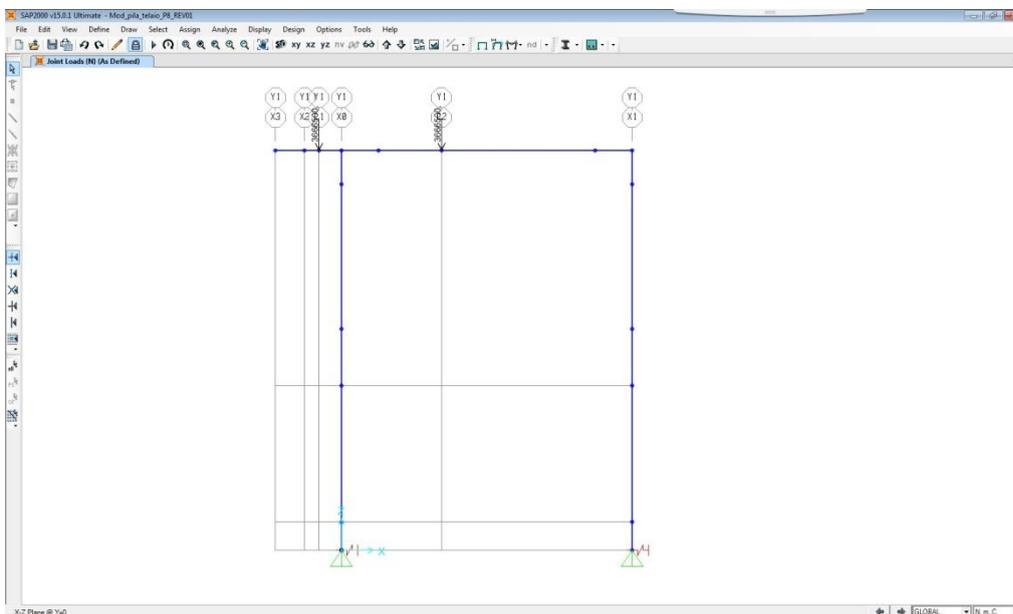


Figura 9 – applicazione carico verticale

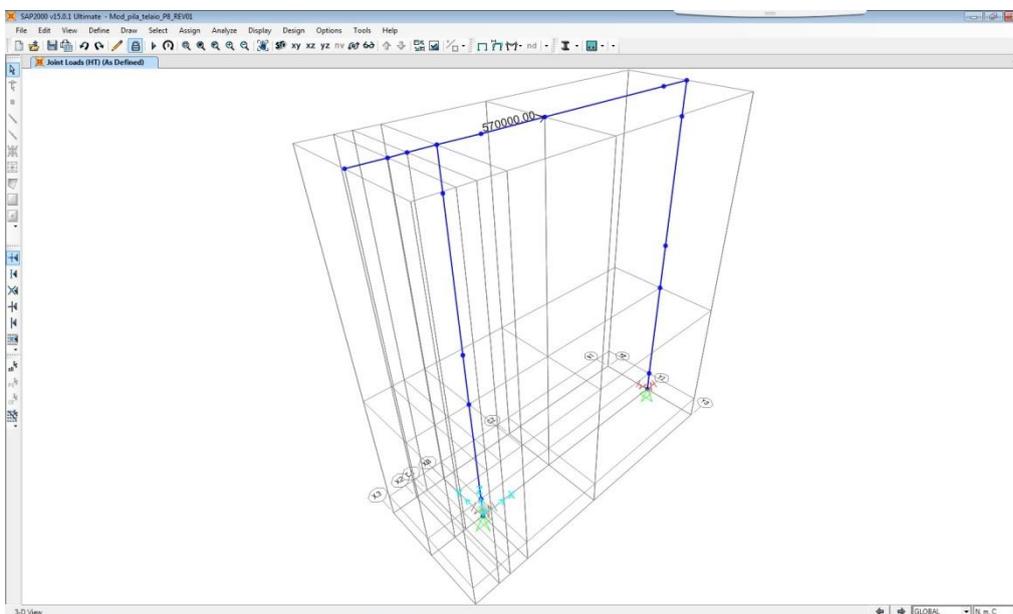


Figura 10 – applicazione carico trasversale

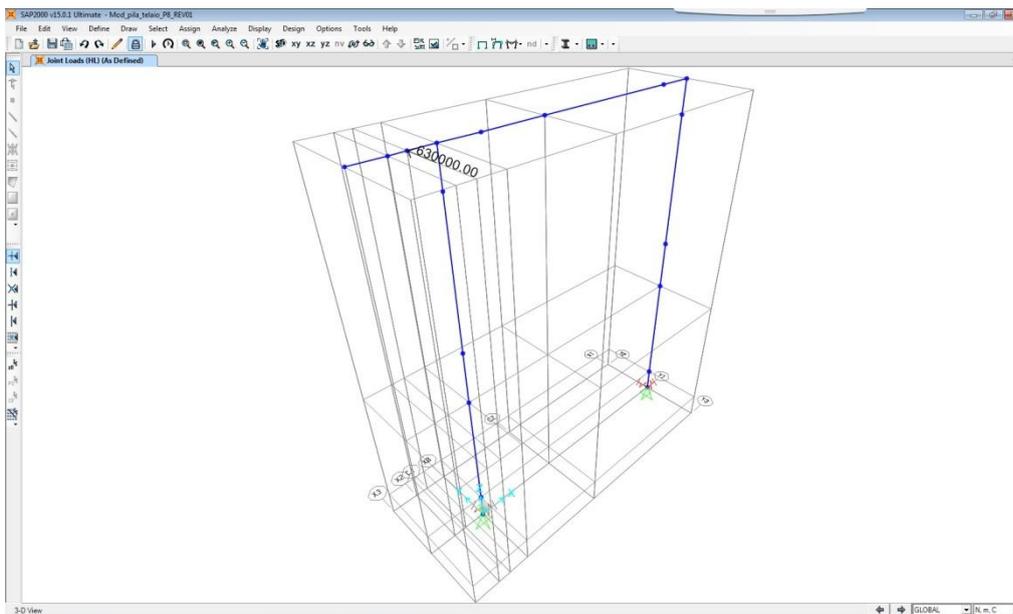


Figura 11 – applicazione carico longitudinale

A titolo di esempio si riporta la deformata dovuta al peso proprio:

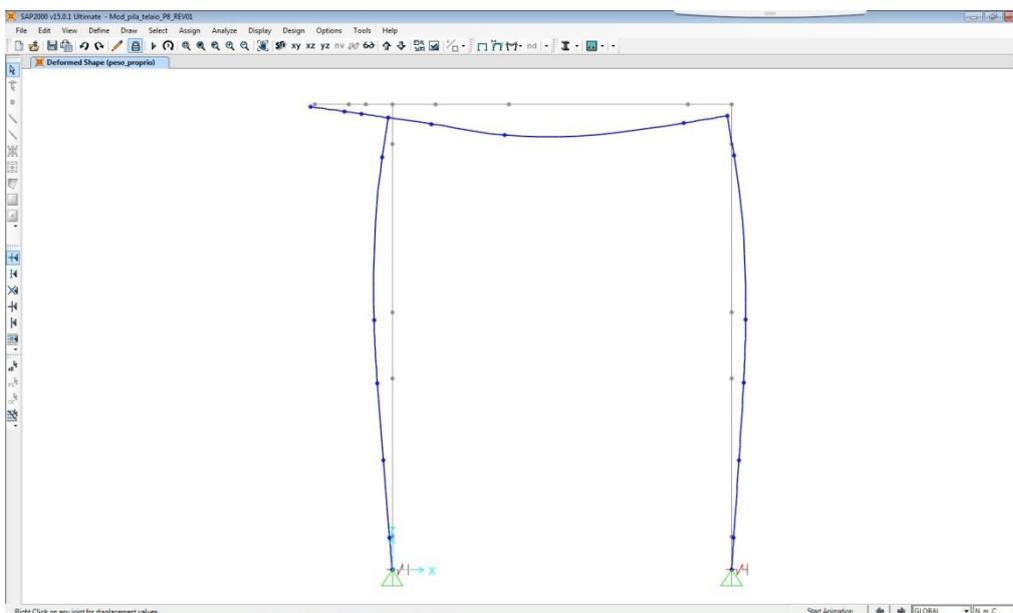


Figura 12 – deformata dovuta al peso proprio

Nei diagrammi seguenti sono mostrate le sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale allo stato limite ultimo:

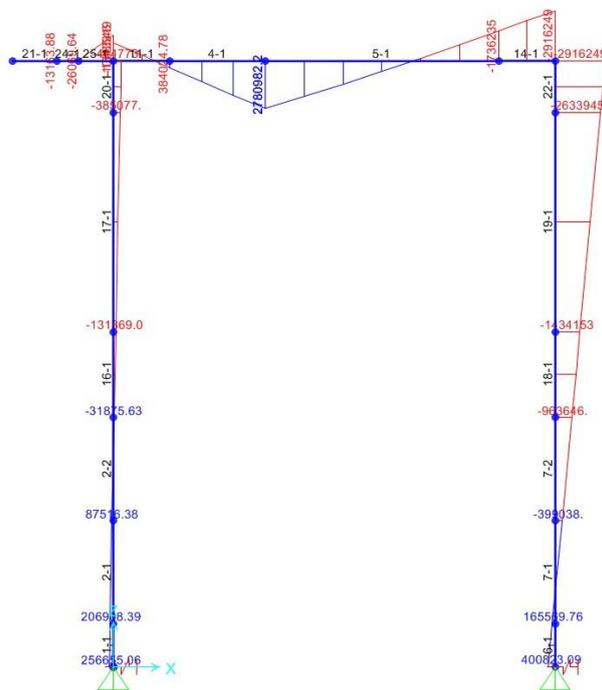


Figura 13 – diagramma del momento flettente – combinazione SLU

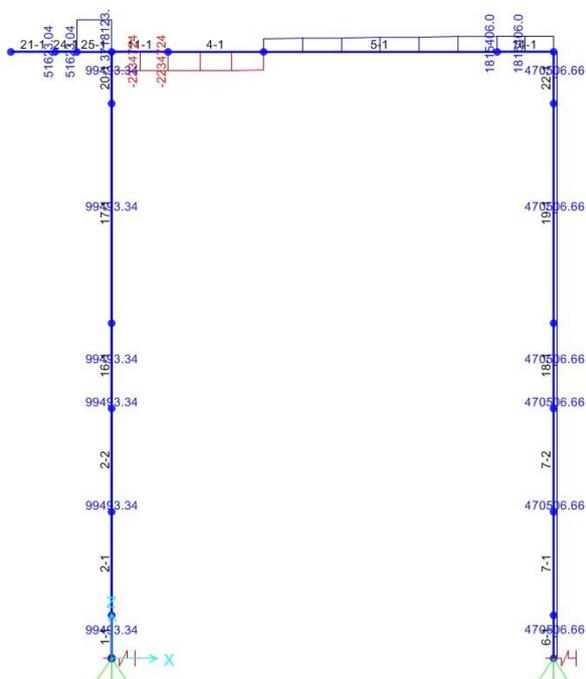


Figura 14 – diagramma del taglio – combinazione SLU

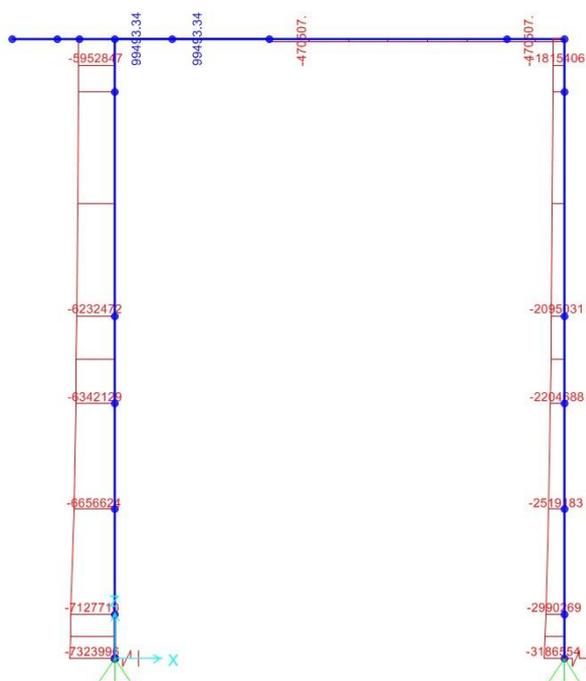


Figura 15 – diagramma sforzo normale – combinazione SLU

Nei diagrammi seguenti sono mostrate invece le sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale allo stato limite di esercizio:

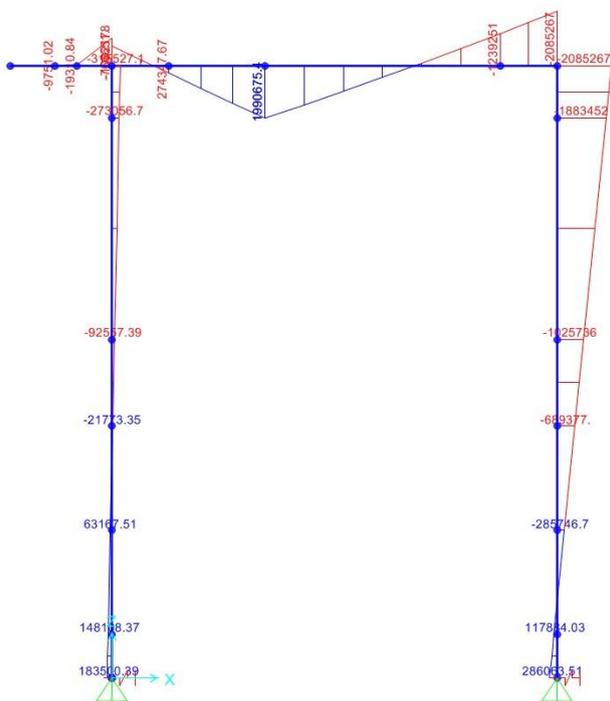


Figura 16 – diagramma del momento flettente – combinazione SLE

8.2 Modello per azioni ambientali

La valutazione degli effetti associati alle azioni ambientali (vento e variazioni termiche) è fatta con un modello di calcolo specifico. Le sollecitazioni derivanti da tale modello sono quindi successivamente sommate a quelle relative al modello precedente.

Nel modello di calcolo in oggetto si è applicata una variazione termica uniforme su tutto il modello pari a ± 15 °C ed un gradiente differenziale di temperatura nell'ambito degli spessori dei singoli elementi di ± 10 °C, oltre alle componenti trasversali e longitudinali dell'azione del vento.

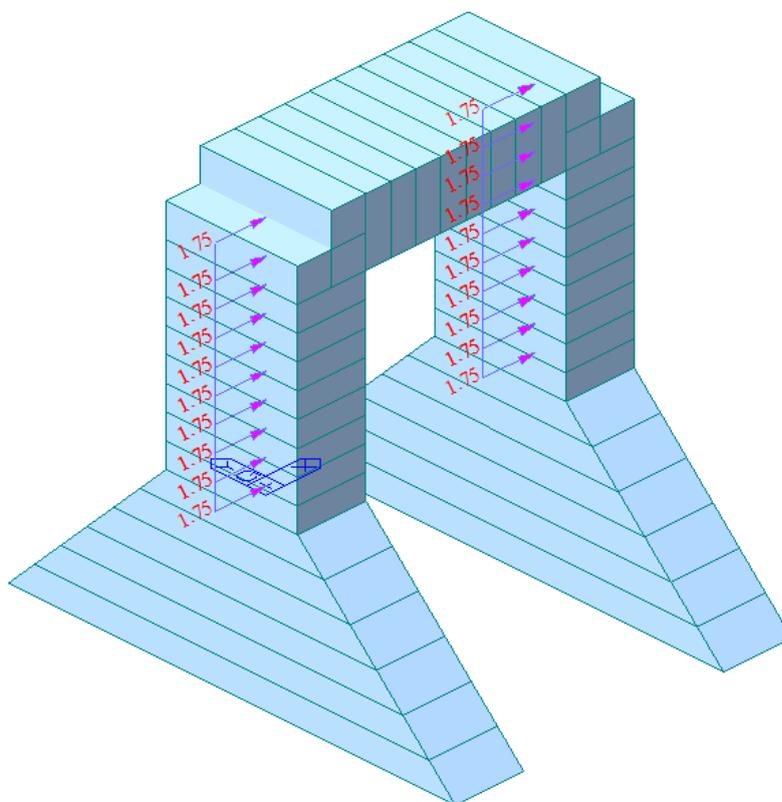


Figura 17 – Azione del vento in direzione trasversale

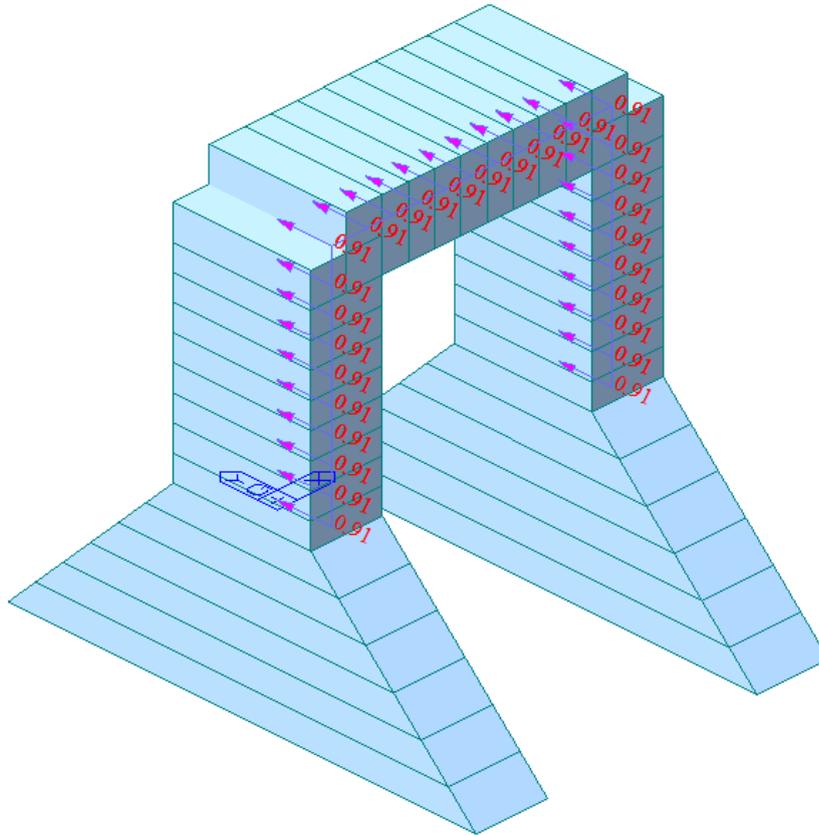


Figura 18 – Azione del vento in direzione longitudinale

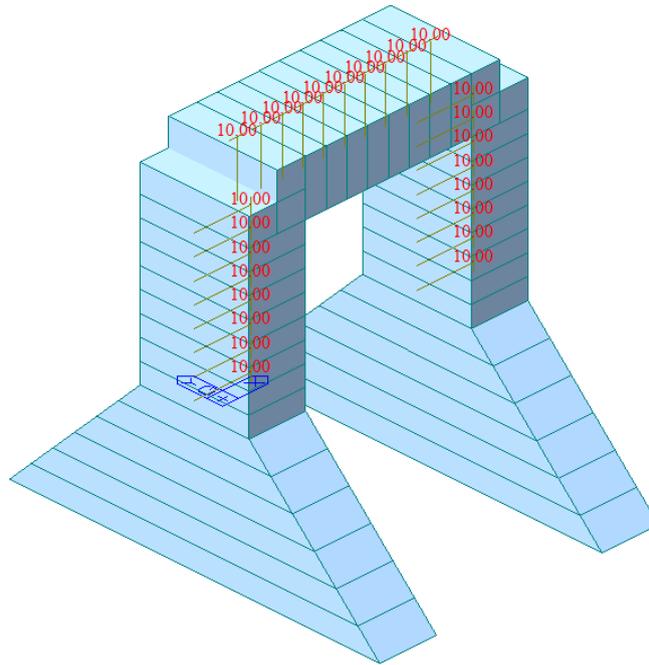


Figura 19 – Gradiente termico $\Delta T = +10$ °C

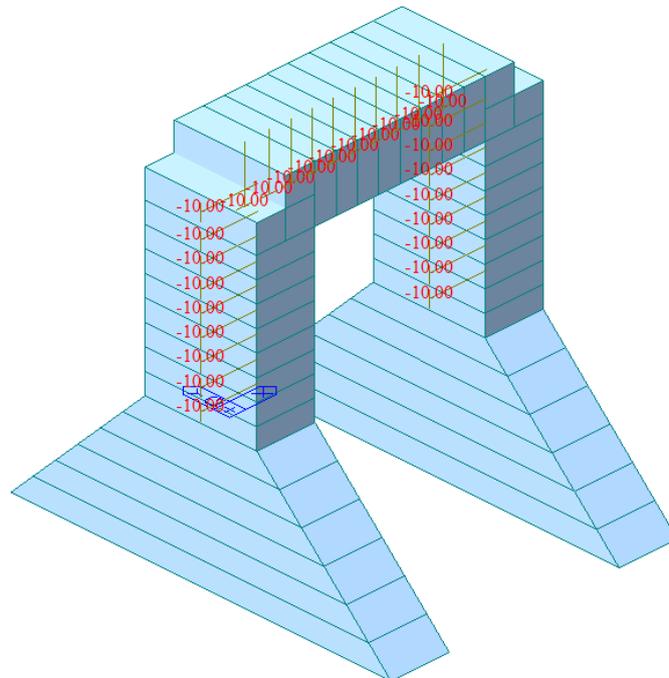


Figura 20 – Gradiente termico $\Delta T = -10$ °C

Nei diagrammi seguenti sono mostrate le sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale corrispondenti.

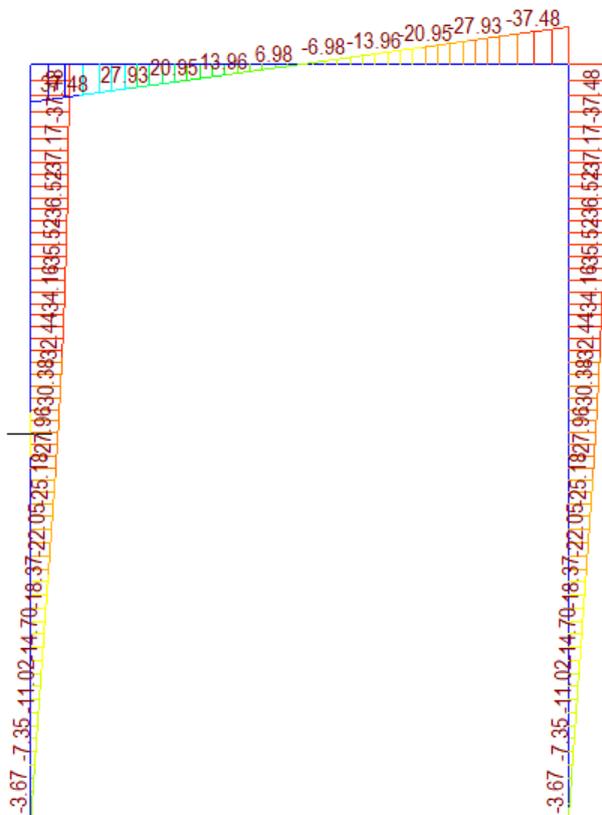


Figura 21 – Vento trasversale – momento flettente

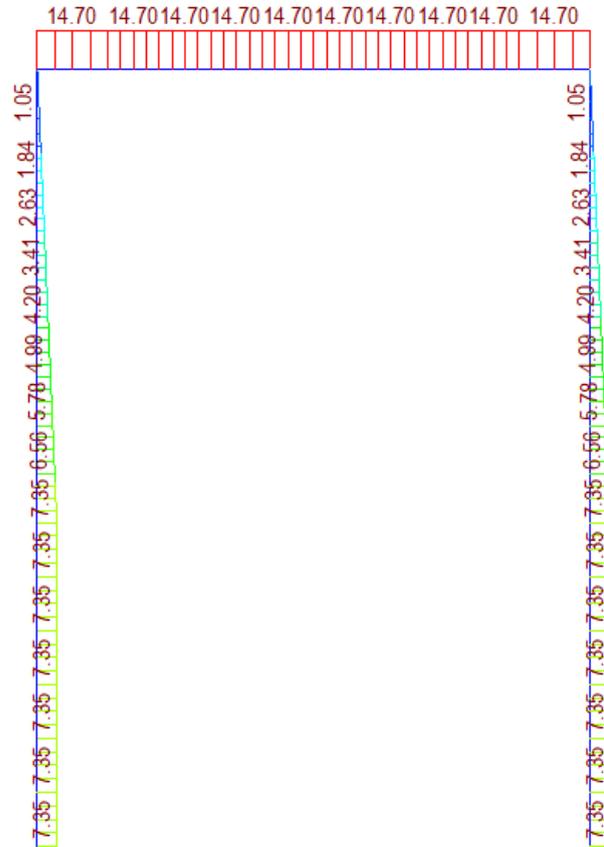


Figura 22 – Vento trasversale – forze di taglio

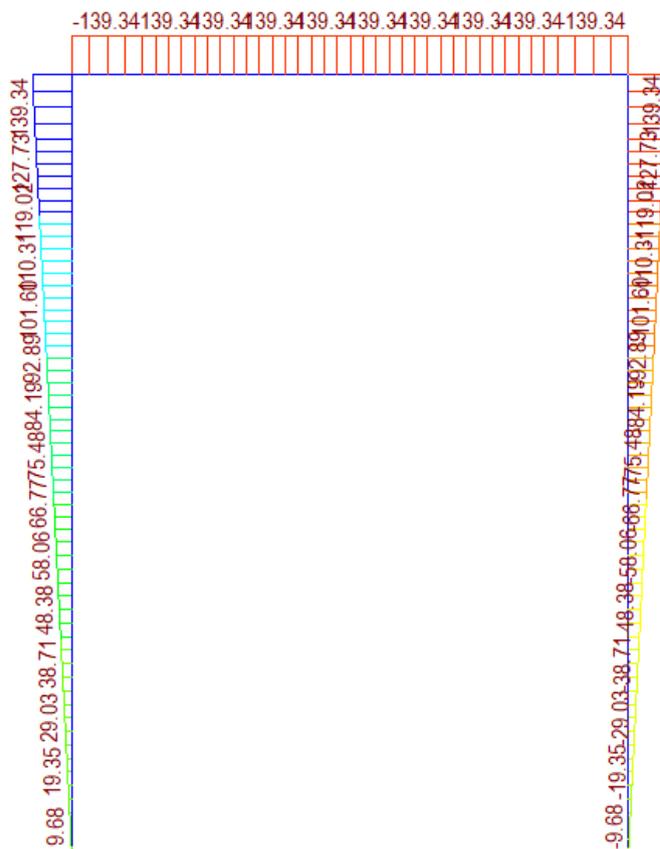


Figura 26 – Variazione termica uniforme +15°C – momento flettente

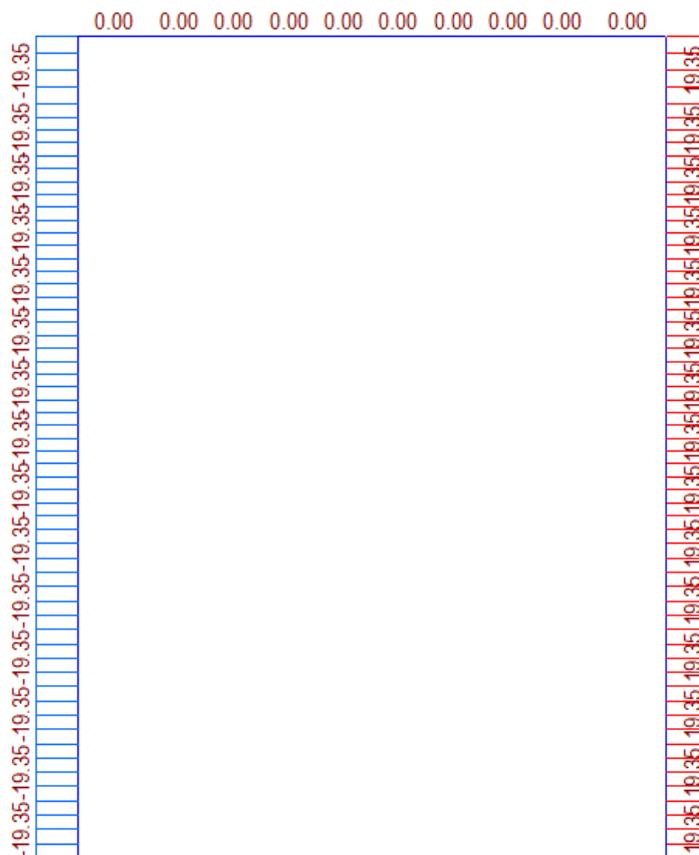


Figura 27 – Variazione termica uniforme +15°C – Forze di taglio

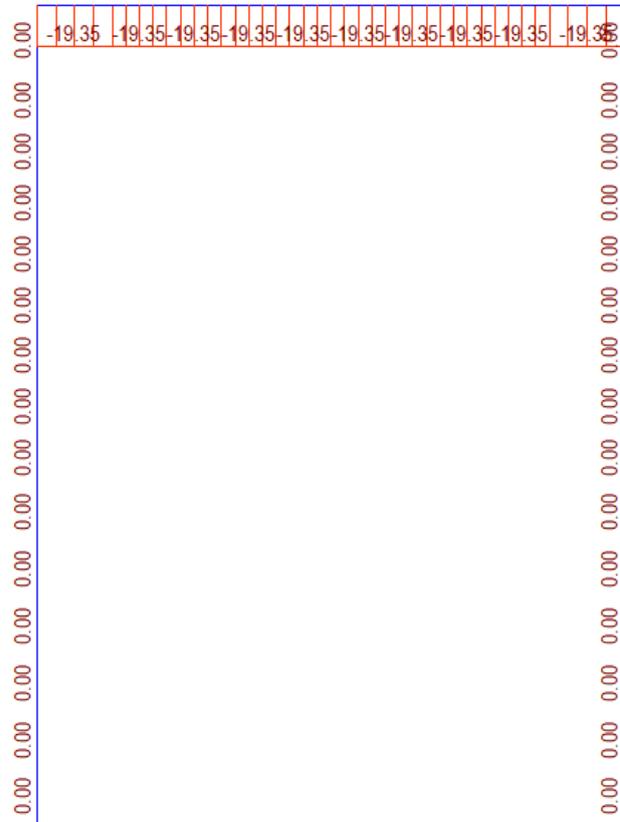


Figura 28 – Variazione termica uniforme +15°C – Forze assiali



Figura 29 – Gradiente termico +10°C – momento flettente

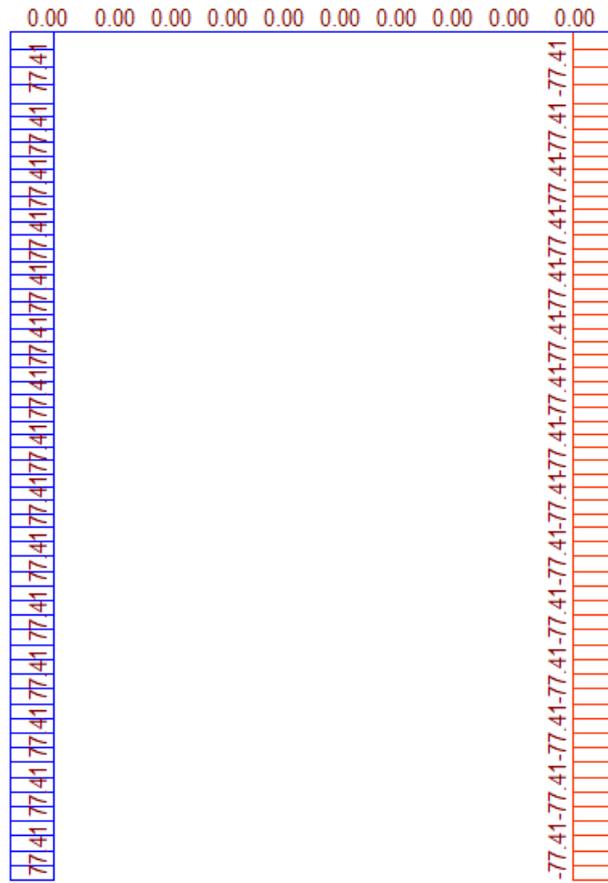


Figura 30 – Gradiente termico +10°C – forze di taglio

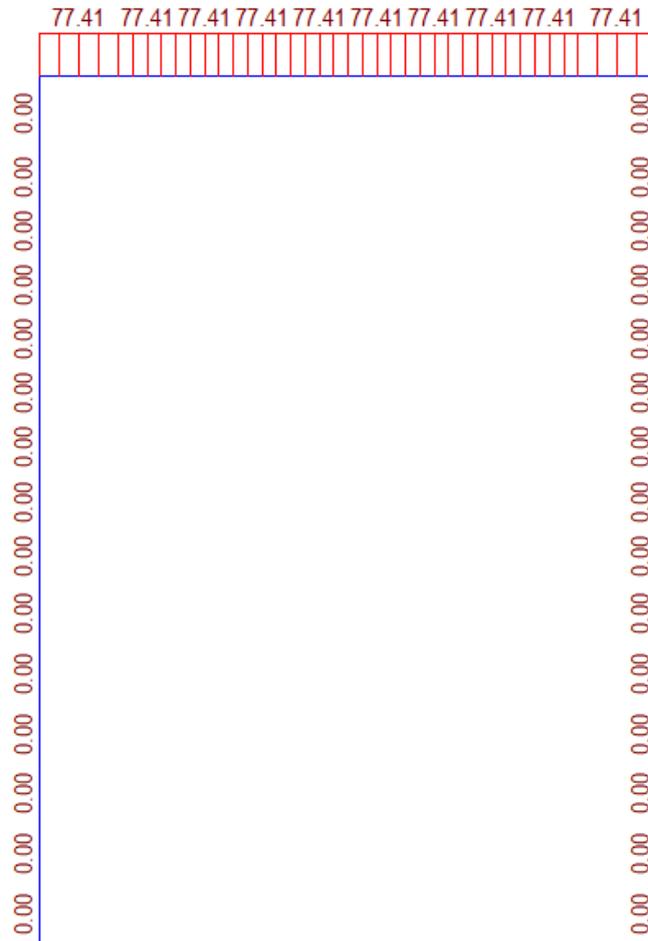


Figura 31 – Gradiente termico +10°C – forze assiali

8.3 Modello analisi sismica

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche, è stato realizzato un modello avente un nodo sommitale alla quota del baricentro dell'impalcato collegato rigidamente al traverso della pila mediante un elemento "rigid" con massa trascurabile. Il nodo in questione possiede massa traslazionale nelle due direzioni orizzontali principali (X e Y globali) valutata nel modo seguente:

Massa totale singola trave $P = 29.75 \text{ kN/m} = 2975 \text{ kg/m}$

Massa della soletta = $s \times \gamma_{cls} \times b = 0.30 \times 25 \times 4.30 = 32.25 \text{ kN/m} = 3225 \text{ kg/m}$

dove si è indicato rispettivamente con :

s = spessore medio soletta

γ_{cls} = peso specifico del calcestruzzo armato

b = larghezza soletta di impalcato

La massa dovuta ai carichi permanenti portati $M_{G2} = 26.78 \text{ kN/m} = 2678 \text{ kg/m}$

Carichi permanenti portati - G2

Pavimentazione stradale	
larghezza piattaforma stradale	3.05 m
peso pacchetto stradale	3.00 kN/m ³
Carico	9.15 kN/m
Cordoli	
spessore cordoli	0.30 m
larghezza cordolo 1	1.25 m
larghezza cordolo 2	0.50 m
peso specifico cordolo in c.a.	25.00 kN/m ³
Carico	13.13 kN/m
Barriere (Guard rail)	
n° barriere	2 -
Peso singola barriera	1.50 kN/m
Carico	3.00 kN/m
Barriera fono assorbente	
n° barriere	0 -
peso barriere fonoassorbenti	7.00 kN/m
Carico	0.00 kN/m
Carter di protezione	
n° carter	1 -
peso carter	1.50 kN/m
Carico	1.50 kN/m
TOTALE G2 =	
	26.78 kN/m

La massa totale (concentrata nel nodo sommitale) afferente alla singola pila è pari a :

$$m_{tot} = [(2 \times 2975) + 3225 + 2678] = 11853 \text{ kg/m}$$

La luce delle campate è pari a circa $L = 30 \text{ m}$

$$m_{tot} = 11853 \times 30 = 355590 \text{ kg} \quad (355.59 \text{ t})$$

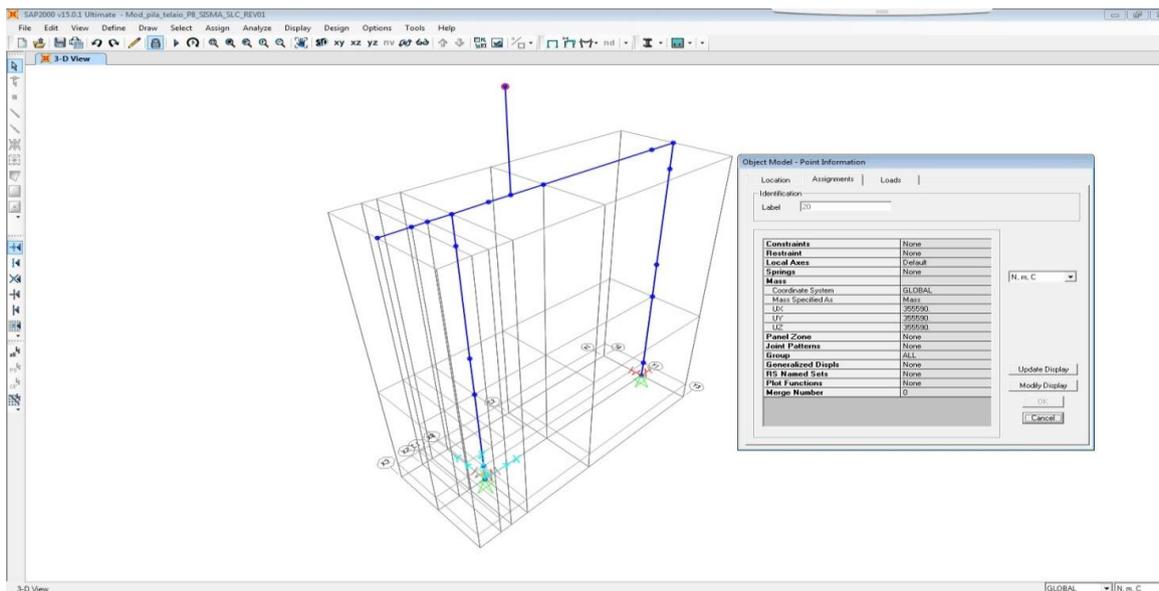


Figura 32 – modello di calcolo per sismica

Nelle immagini seguenti sono mostrati i primi due modi di vibrazione della struttura ed una tabella riepilogativa dell'analisi modale:

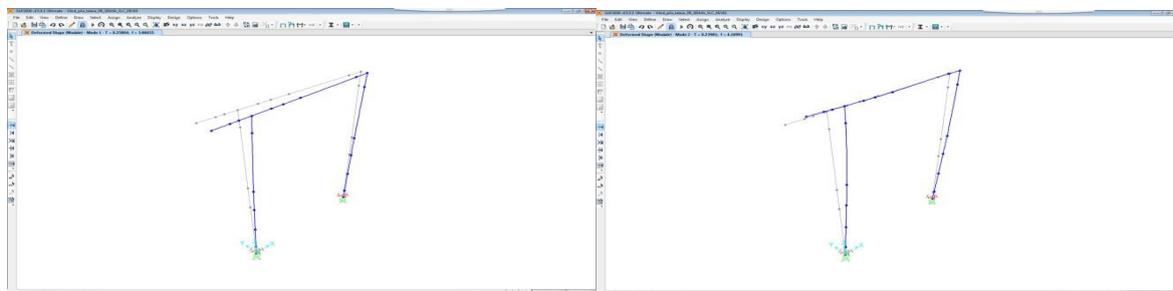


Figura 33 – 1° e 2° modo di vibrazione

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless												
Modale	Mode	1	0.26	0.00	0.77	0.00	0.00	0.77	0.00	0.99	0.00	0.19	0.99	0.00	0.19	
Modale	Mode	2	0.24	0.86	0.00	0.00	0.86	0.77	0.00	0.00	0.91	0.00	0.99	0.91	0.19	
Modale	Mode	3	0.05	0.00	0.04	0.00	0.86	0.81	0.00	0.01	0.00	0.48	1.00	0.91	0.67	
Modale	Mode	4	0.04	0.01	0.00	0.50	0.87	0.81	0.51	0.00	0.01	0.00	1.00	0.92	0.67	
Modale	Mode	5	0.02	0.05	0.00	0.13	0.91	0.81	0.64	0.00	0.00	0.00	1.00	0.92	0.67	
Modale	Mode	6	0.02	0.00	0.00	0.07	0.92	0.81	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.92	0.67	
Modale	Mode	7	0.02	0.00	0.08	0.00	0.92	0.89	0.70	0.00	0.00	0.01	1.00	0.92	0.68	
Modale	Mode	8	0.01	0.02	0.00	0.00	0.94	0.89	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.92	0.68	
Modale	Mode	9	0.01	0.00	0.02	0.00	0.94	0.91	0.70	0.00	0.00	0.15	1.00	0.92	0.82	
Modale	Mode	10	0.01	0.00	0.01	0.00	0.94	0.93	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.92	0.82	
Modale	Mode	11	0.01	0.00	0.00	0.08	0.94	0.93	0.79	0.00	0.04	0.00	1.00	0.96	0.82	
Modale	Mode	12	0.01	0.00	0.00	0.01	0.94	0.93	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	0.96	0.82	

Nei diagrammi seguenti sono mostrate le sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale allo stato limite di collasso (SLC):

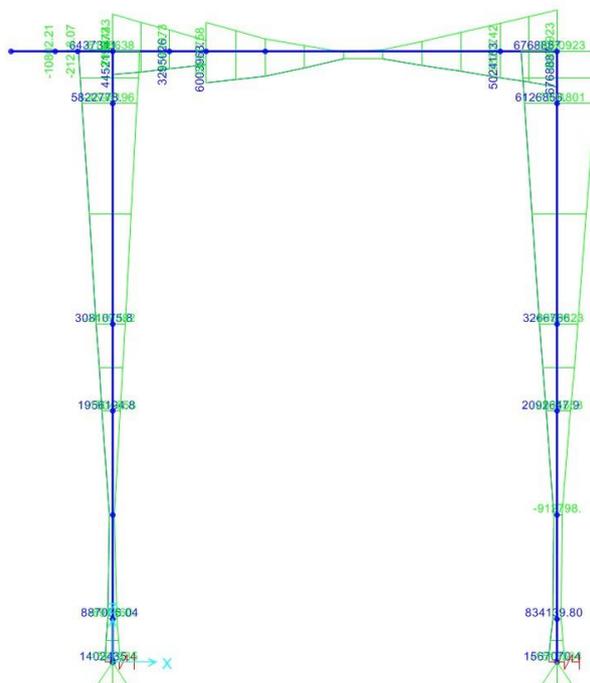


Figura 34 – diagramma momento flettente – combinazione SLC

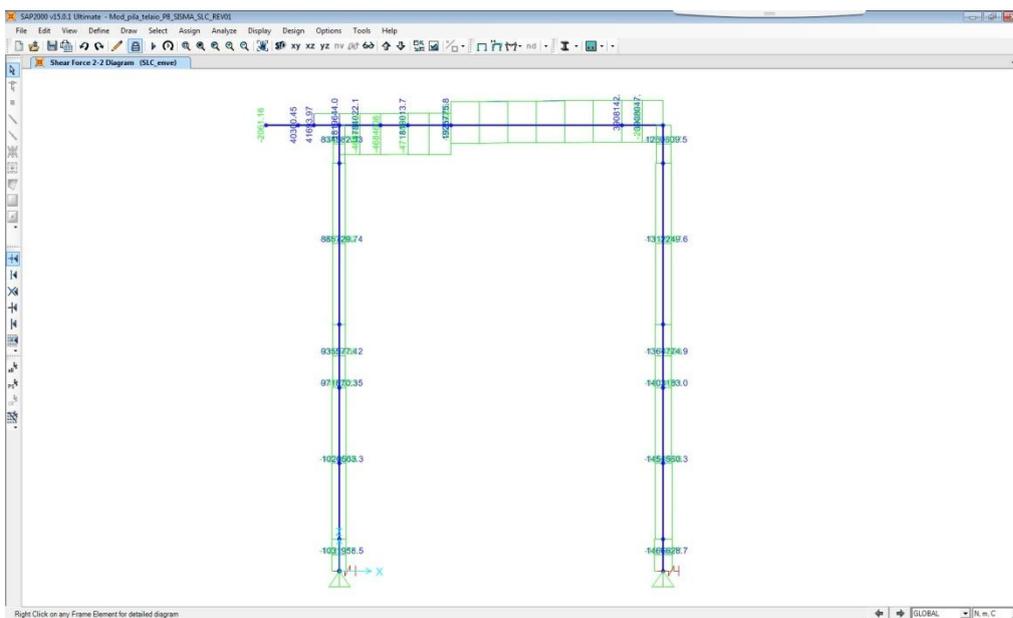


Figura 35 – diagramma taglio – combinazione SLC

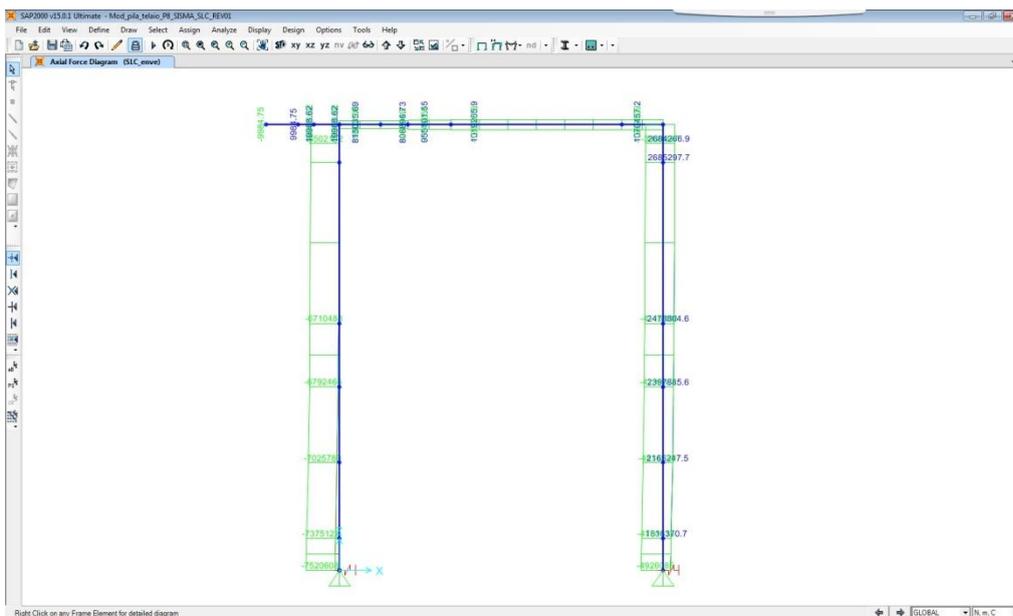


Figura 36 – diagramma sforzo normale – combinazione SLC

8.4 Sollecitazioni di verifica

Nella tabella sottostante, vengono riepilogate le sollecitazioni di verifica allo stato limite ultimo, allo stato limite di esercizio e allo stato limite di collasso relativi alle sezioni indicate nello schema grafico:

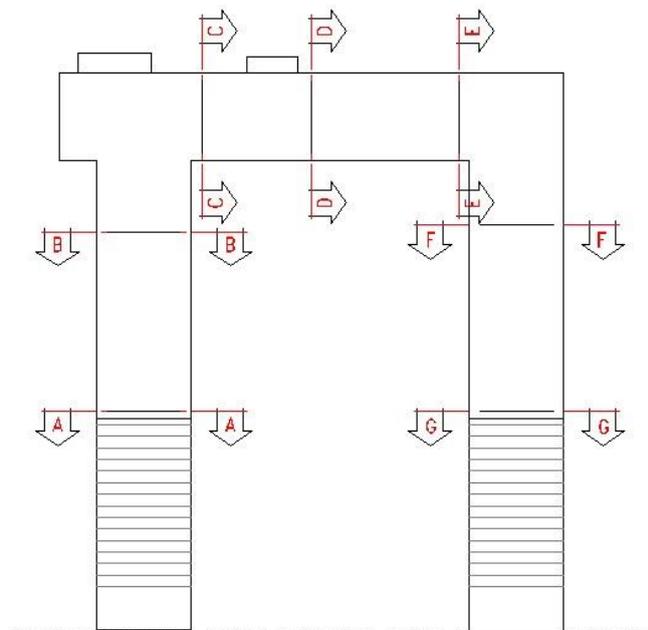


Figura 37 – schema sezioni di verifica

	Combinazione SLU				Combinazione SLE				Combinazione SLC			
	N [kN]	T [kN]	Mt [kNm]	Ml [kNm]	N [kN]	T [kN]	Mt [kNm]	Ml [kNm]	N [kN]	T [kN]	Mt [kNm]	Ml [kNm]
Sezione A-G	-6342	471	-32	1929	-4547	336	-22	1054	-6792	1365	2093	7766
Sezione A-G	-2205	471	-32	1929	-1590	336	-22	1054	2398	1365	2093	7766
Sezione B-F	-5953	471	-385	861	-4259	336	-273	265	-6502	-1070	-7305	-2780
Sezione B-F	-1815	471	-385	861	-1302	336	-273	265	2684	-1070	-7305	-2780
Sezione C-E	-471	2235	-1736	-	-336	1602	-1239	-	-1005	1784	3295	-
Sezione C-E	99	2235	-1736	-	-336	1602	-1239	-	1070	3908	5024	-
Sezione D	-471	1543	2781	-	-336	1100	1991	-	-1209	-2886	4721	-
Sezione D	-	-	-	-	-	-	-	-	1019	-2886	-2468	-

	Vento trasversale				Vento Longitudinale				Var. Term. Uniforme				Gradiente Term.			
	N[kN]	T[kN]	Mt[kNm]	Ml[kNm]	N[kN]	T[kN]	Mt[kNm]	Ml[kNm]	N[kN]	T[kN]	Mt[kNm]	Ml[kNm]	N[kN]	T[kN]	Mt[kNm]	Ml[kNm]
Sezione A-G	±14,70	±7,35	±22,05	-	-	±6,14	-	±17,77	-	±19,35	±58,06	-	-	±77,41	±232,24	-
Sezione B-F	±14,70	±1,05	±37,17	-	-	±2,87	-	±1,56	-	±19,35	±127,73	-	-	±77,41	±510,92	-
Sezione C-E	-	±14,70	±27,93	-	-	±1,73	-	±1,05	±19,35	-	±139,34	-	±77,41	-	±557,37	-
Sezione D	-	±14,70	-	-	-	-	-	±2,70	±19,35	-	±139,34	-	±77,41	-	±557,37	-

Le sollecitazioni sono espresse in kN e kNm.

8.5 Verifica armatura pile

8.5.1 Verifica sezione A/G – base ritto

Verifica a pressoflessione – statica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di base del ritto della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.30 m e armatura longitudinale composta da Ø26/20.

Le sollecitazioni SLU più gravose sono le seguenti:

	N[kN]	Mt[kNm]	Ml[kNm]
SLU	-2205.00	-32.00	+1929.00
Vento Trasv.	+14.70	-22.05	-
Vento Longit.	-	-	+17.77
ΔT uniforme	-	-58.06	-
Gradiente Term.	-	-232.24	-
Totali:	-2190.30	-344.35	+1946.77

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez G-A 1

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

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	130	1	74.33	5
			2	74.33	125

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 2190,3 | 0 kN
 M_{xEd}: 344,35 | 0 kNm
 M_{yEd}: 1946,77 | 0

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

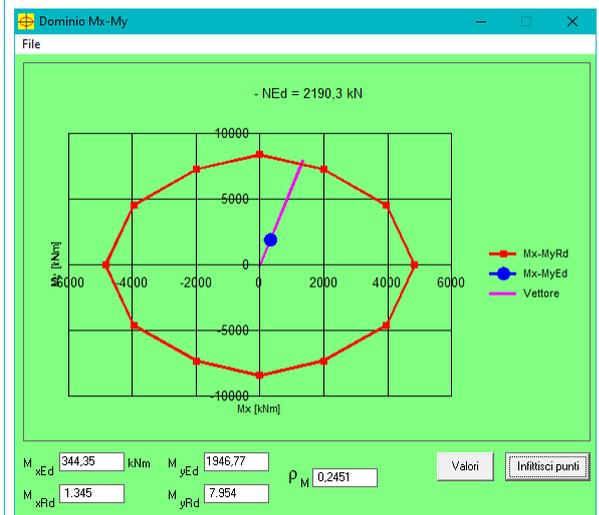
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U. + | Metodo n
 Tipo flessione: Retta | Deviato
 N° rett.: 100
 Calcola MRd | Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ°: 294
 Precompresso

Materiali: B450C | C28/35

E_{su}: 67,5 % | E_{c2}: 2 %
 f_{yd}: 391,3 N/mm² | E_{cu}: 3,5
 E_s: 200.000 N/mm² | f_{cd}: 15,87
 E_s/E_c: 15 | f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 % | σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 295 N/mm² | τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

M_{xRd}: 1.345 kN m
 M_{yRd}: 7.954 kN m
 σ_c: -15,87 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 4,138 ‰
 d: 165 cm
 x: 75,62 | x/d: 0,4582
 δ: 1



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 3.91; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a pressoflessione – sismica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di base del ritto della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.30 m e armatura longitudinale composta da Ø26/20.

Le sollecitazioni SLU più gravose sono le seguenti:

	N[kN]	Mt[kNm]	M l[kNm]
SLC	-2398	+2093	+7766

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez_A-G_Ø26_20.sezfrp

Descrizione Sezione:	base pila a telaio
Tipologia sezione iniziale pre-rinforzo:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	NTC 2008
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia sezione iniziale
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona nodale (di estremità)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Sezione iniziale pre-rinforzo:	C28/35	
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080	daN/cm ²
	Fattore di Confidenza FC assunto:	1.00	
	Resistenza media a compressione fcm (nei calcoli di duttilità):	280.00	daN/cm ²
	Resistenza caratteristica del calcestruzzo:	280.00	daN/cm ²
	Resistenza di progetto fcd=fcm/(FC*1.5):	158.60	daN/cm ²
	Deform. unitaria alla max resistenza eps0:	0.0020	
	Deform. unitaria ultima epscu:	0.0035	daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080	daN/cm ²

ACCIAIO -	Barre Sez. Iniziale pre-rinforzo	Tipo:	B450C
	Fattore di Confidenza FC assunto:		1.00
	Resistenza media a snervamento/FC = f_{ym}/FC :		4500.0 daN/cm ²
	Resist. media a rottura/FC = f_{tm}/FC :		4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snervamento di progetto $f_{yd}=f_{ym}/(FC*1.15)$:		3913.0 daN/cm ²
	Deform. unitaria ultima di progetto Epu:		0.068
	Modulo Elastico Es		2000000 daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:		Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

DOMINIO SEZ. INIZIALE N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-125.0	-65.0
2	-125.0	65.0
3	125.0	65.0
4	125.0	-65.0

DATI BARRE ISOLATE SEZ. INIZIALE (Acciaio B450C)

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-120.0	-60.0	26
2	-120.0	60.0	26
3	120.0	-60.0	26
4	120.0	60.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE SEZ. INIZIALE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	12	26
2	2	4	12	26
3	1	2	3	26
4	3	4	3	26

SFORZI DI ESERCIZIO PRESENTI ALL'ATTO DEL RINFORZO

Sforzo normale [daN] preesistente applicato nel baricentro	0
Momento flettente Mx [daNm] preesistente al rinforzo	0
Momento flettente My [daNm] preesistente al rinforzo	0

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI FINALI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Gli sforzi sono quelli finali comprensivi di quelli preesistenti al rinforzo.

N Sforzo normale [daN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y

N°Comb.	N	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				Vx
		Mx	My	Vy	Vx	
1	679200	209300	776600	0	0	
2	239800	209300	776600	0	0	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mx ult. sez. iniz.)
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse y princ. d'inerzia (tra parentesi My ult. sez. iniz.)
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	679200	209300	776600	679174	329596 (329596)	1237420 (1237420)	1.592
2	S	239800	209300	776600	239807	257116 (257116)	943881 (943881)	1.216

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

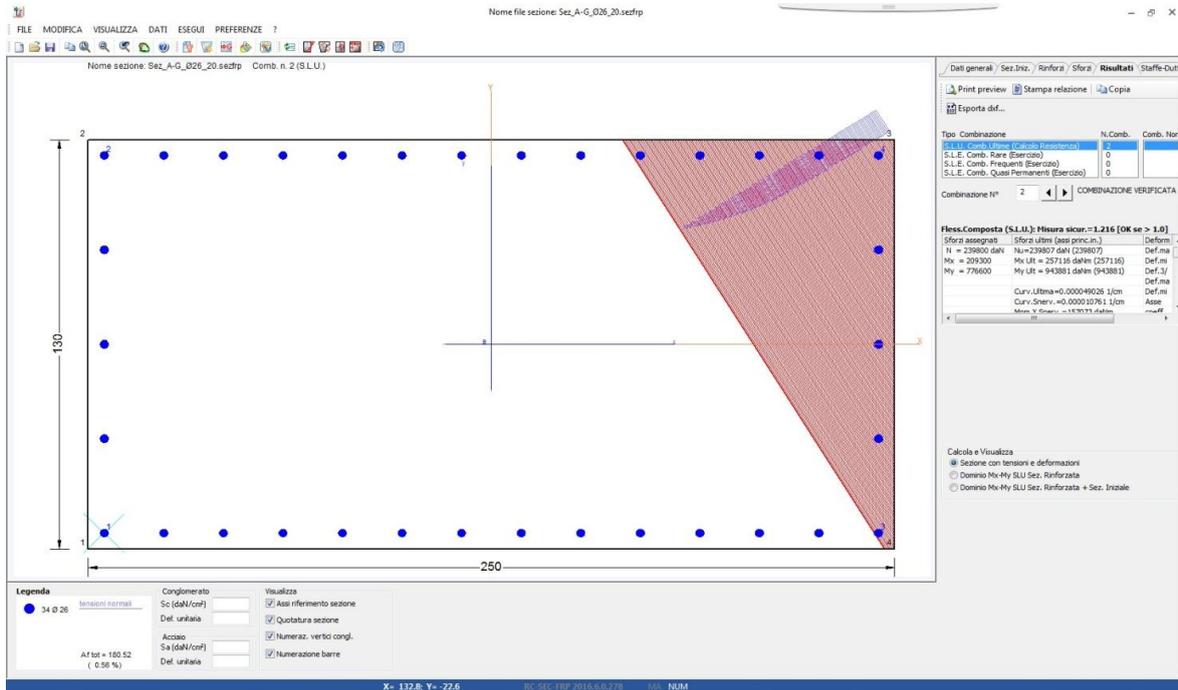
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. massima in compressione nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. minima in trazione nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00101	125.0	65.0	0.00323	120.0	60.0	-0.00675	-120.0	-60.0
2	0.00350	-0.00240	125.0	65.0	0.00316	120.0	60.0	-0.00993	-120.0	-60.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

N°Comb	a	b	c
1	0.000030035	0.000023116	-0.001756948
2	0.000041595	0.000025950	-0.003386155



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 1.21; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica di resistenza a taglio si pone con: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ dove V_{Sd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza a taglio è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

Si riporta di seguito, la verifica a taglio delle pile (per entrambe le direzioni):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

Il taglio agente è pari a :

$T = 471 + 7.35 + 6.14 + 19.35 + 77.41 = 581.25$ kN per la condizione statica

$T = 1365$ kN per la condizione sismica

Per assorbire le sollecitazioni di taglio, sono presenti 4 ganci $\varnothing 16/200$

Calcestruzzo		Rck	35 N/mm ²
		fck	28 N/mm ²
		γc	1,5
		αc	0,85
		fcd	15,87 N/mm ²
Acciaio B450C		fyk	450 N/mm ²
		γs	1,15
		fyd	391,30 N/mm ²
Altezza sezione:		H	130 cm
Altezza utile:		d	125 cm
Larghezza:		bw	250 cm
staffe	diam	∅	16 mm
	num	n	4
	passo	s	20 cm
	Area	Asw	804 mm ²
	inclin st.	α	90 °
	inclin. Cls.	θ	21,8 °
		v	0,5
		αc	1
Resistenza a "taglio-trazione" (acciaio):			
V_{Rsd} =	4425,86	kN	
Resistenza a "taglio-compressione" (cls):			
V_{Rcd} =	7693,57	kN	
Resistenza a Taglio			
V_{Rd} =	4425,86	kN	

Verifica:

Condizione statica $F_s = 4425.86 / 581.25 = 7.61 \rightarrow ok$

Condizione statica $F_s = 4425.86 / 1365.00 = 3.24 \rightarrow ok$

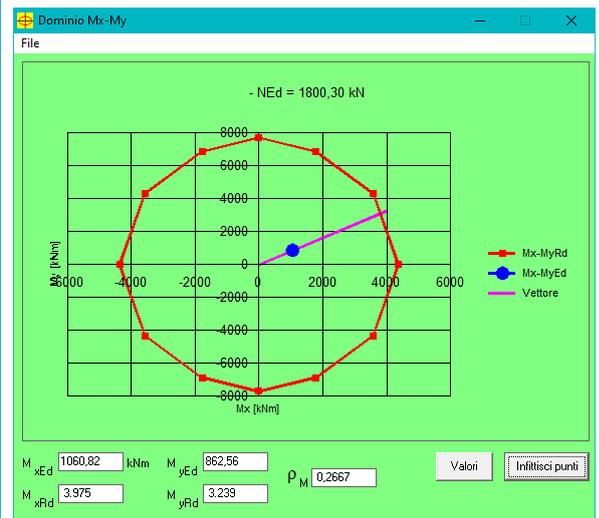
8.5.2 Verifica sezione B/F – nodo ritto

Verifica a pressoflessione – statica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di estremità del ritto della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.30 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10.

Le sollecitazioni SLU più gravose sono le seguenti:

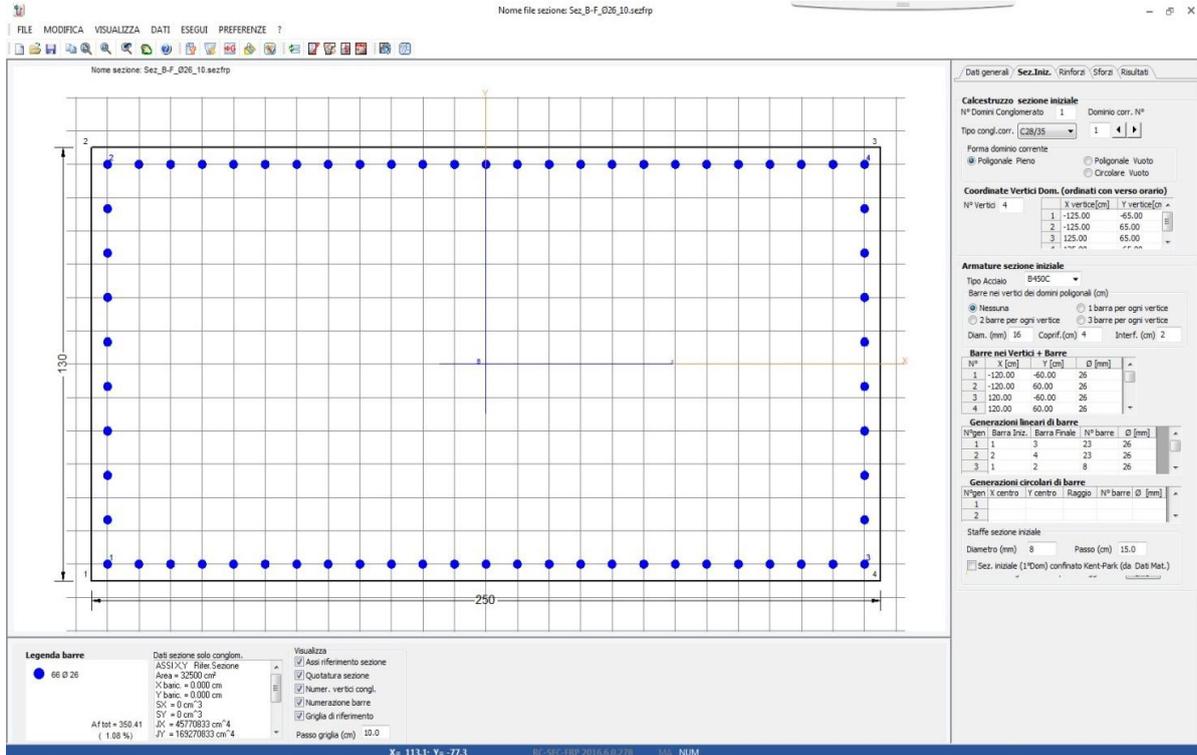
	N[kN]	Mt[kNm]	MI[kNm]
SLU	-1815.00	-385.00	+861.00
Vento Trasv.	+14.70	-37.17	-
Vento Longit.	-	-	+1.56
ΔT uniforme	-	-127.73	-
Gradiente Term.	-	-510.92	-
Totali:	-1800.30	-1060.82	+862.56



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 3.75; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a pressoflessione – sismica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di estremità del ritto della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.30 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. NOME SEZIONE: Sez_B-F_Ø26_10.sezfrp

Descrizione Sezione: elevazione pila a telaio
 Tipologia sezione iniziale pre-rinforzo: Sezione generica
 Normativa di riferimento: NTC 2008
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia sezione iniziale
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona nodale (di estremità)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Sezione iniziale pre-rinforzo:	C28/35	
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm²	
	Fattore di Confidenza FC assunto:	1.00	
	Resistenza media a compressione fcm (nei calcoli di duttilità):	280.00 daN/cm²	
	Resistenza caratteristica del calcestruzzo:	280.00 daN/cm²	
	Resistenza di progetto fcd=fcm/(FC*1.5):	158.60 daN/cm²	
	Deform. unitaria alla max resistenza epc0:	0.0020	
	Deform. unitaria ultima epcu:	0.0035 daN/cm²	
	Legge tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm²	
ACCIAIO -	Barre Sez. Iniziale pre-rinforzo	Tipologia:	B450C

Fattore di Confidenza FC assunto:	1.00	
Resistenza media a snervamento/FC = f_{ym}/FC :	4500.0	daN/cm ²
Resist. media a rottura/FC = f_{tm}/FC :	4500.0	daN/cm ²
Resist. a snervamento di progetto $f_{yd}=f_{ym}/(FC*1.15)$:	3913.0	daN/cm ²
Deform. unitaria ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico Es	2000000	daN/cm ²
Legge tensione-deformaz.:		Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

DOMINIO SEZ. INIZIALE N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-125.0	-65.0
2	-125.0	65.0
3	125.0	65.0
4	125.0	-65.0

DATI BARRE ISOLATE SEZ. INIZIALE (Acciaio B450C)

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-120.0	-60.0	26
2	-120.0	60.0	26
3	120.0	-60.0	26
4	120.0	60.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE SEZ. INIZIALE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	23	26
2	2	4	23	26
3	1	2	8	26
4	3	4	8	26

SFORZI DI ESERCIZIO PRESENTI ALL'ATTO DEL RINFORZO

Sforzo normale [daN] preesistente applicato nel baricentro	0
Momento flettente Mx [daNm] preesistente al rinforzo	0
Momento flettente My [daNm] preesistente al rinforzo	0

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI FINALI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Gli sforzi sono quelli finali comprensivi di quelli preesistenti al rinforzo.

N Sforzo normale [daN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)

Mx Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

My Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y

Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	550200	730500	278000	0	0
2	268400	730500	278000	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mx ult. sez. iniz.)
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse y princ. d'inerzia (tra parentesi My ult. sez. iniz.)
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	550200	730500	278000	550215	1054620 (1054620)	400037 (400037)	1.443
2	S	268400	730500	278000	268425	934667 (934667)	356287 (356287)	1.280

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

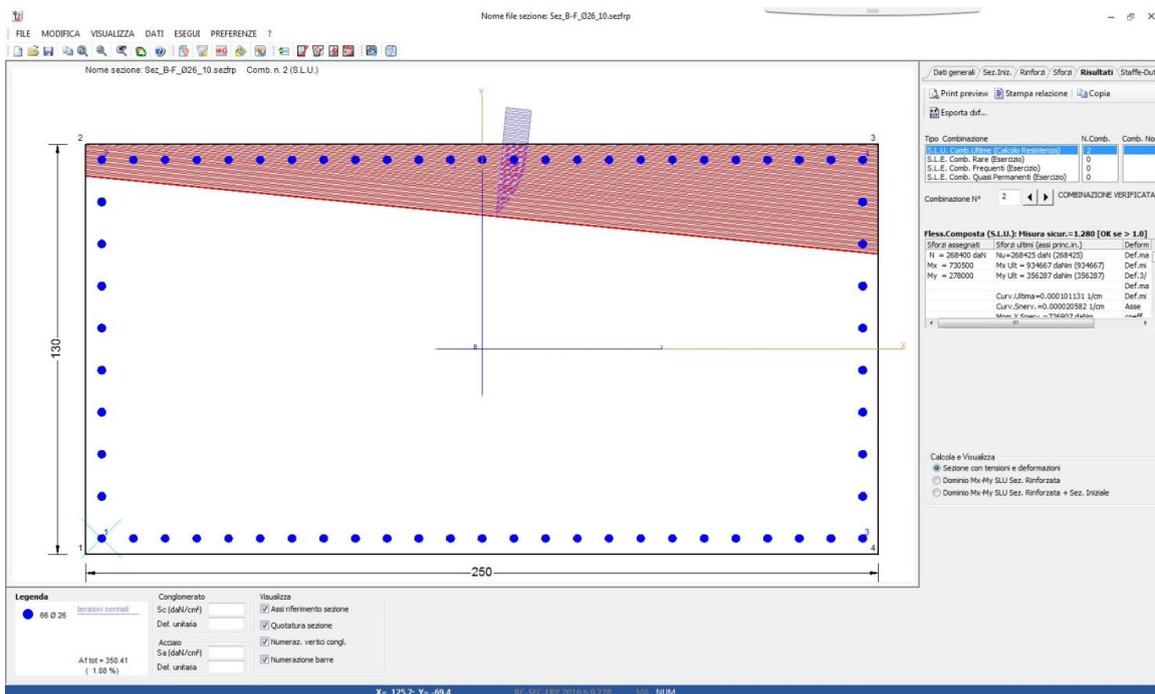
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. massima in compressione nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. minima in trazione nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00190	125.0	65.0	0.00306	120.0	60.0	-0.00866	-120.0	-60.0
2	0.00350	-0.00317	125.0	65.0	0.00295	120.0	60.0	-0.01152	-120.0	-60.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

N°Comb	a	b	c
1	0.000009371	0.000078912	-0.002800655
2	0.000009952	0.000100640	-0.004285600



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 1.28; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica di resistenza a taglio si pone con: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ dove V_{Sd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza a taglio è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

Si riporta di seguito, la verifica a taglio delle pile (per entrambe le direzioni):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

Il taglio agente è pari a :

$T = 471 + 1.05 + 2.87 + 19.35 + 77.41 = 571.68$ kN per la condizione statica

$T = 1070$ kN per la condizione sismica

Per assorbire le sollecitazioni di taglio, sono presenti 4 ganci $\varnothing 16/200$

Calcestruzzo		Rck	35 N/mm ²
		fck	28 N/mm ²
		γ _c	1,5
		α _c	0,85
		fcd	15,87 N/mm ²
Acciaio B450C		f _{yk}	450 N/mm ²
		γ _s	1,15
		f _{yd}	391,30 N/mm ²
Altezza sezione:		H	130 cm
Altezza utile:		d	125 cm
Larghezza:		bw	250 cm
staffe	diam	∅	16 mm
	num	n	4
	passo	s	20 cm
	Area	A _{sw}	804 mm ²
	inclin. st.	α	90 °
	inclin. Cls.	θ	21,8 °
		v	0,5
	α _c	1	
Resistenza a "taglio-trazione" (acciaio):			
V_{Rsd} =	4425,86	kN	
Resistenza a "taglio-compressione" (cls):			
V_{Rcd} =	7693,57	kN	
Resistenza a Taglio			
V_{Rd} =	4425,86	kN	

Verifica:

Condizione statica $F_s = 4425.86 / 571.68 = 7.74 \rightarrow ok$

Condizione statica $F_s = 4425.86 / 1070.00 = 4.14 \rightarrow ok$

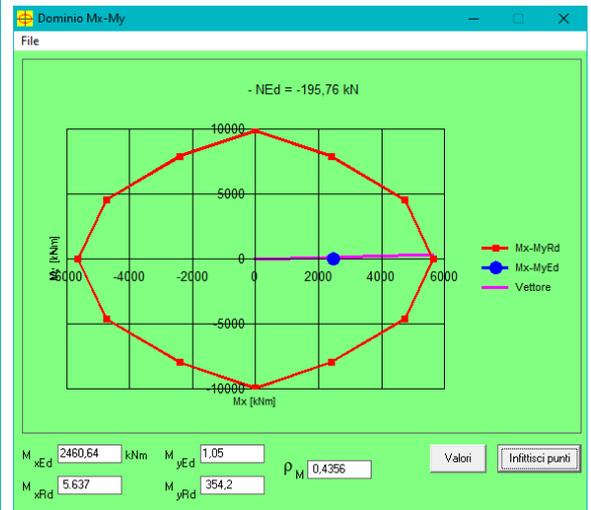
8.5.3 Verifica sezione C/E – traverso/nodo

Verifica a pressoflessione – statica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di estremità del traverso della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.20 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10 al lembo superiore e Ø26/10 al lembo inferiore.

Le sollecitazioni SLU più gravose sono le seguenti:

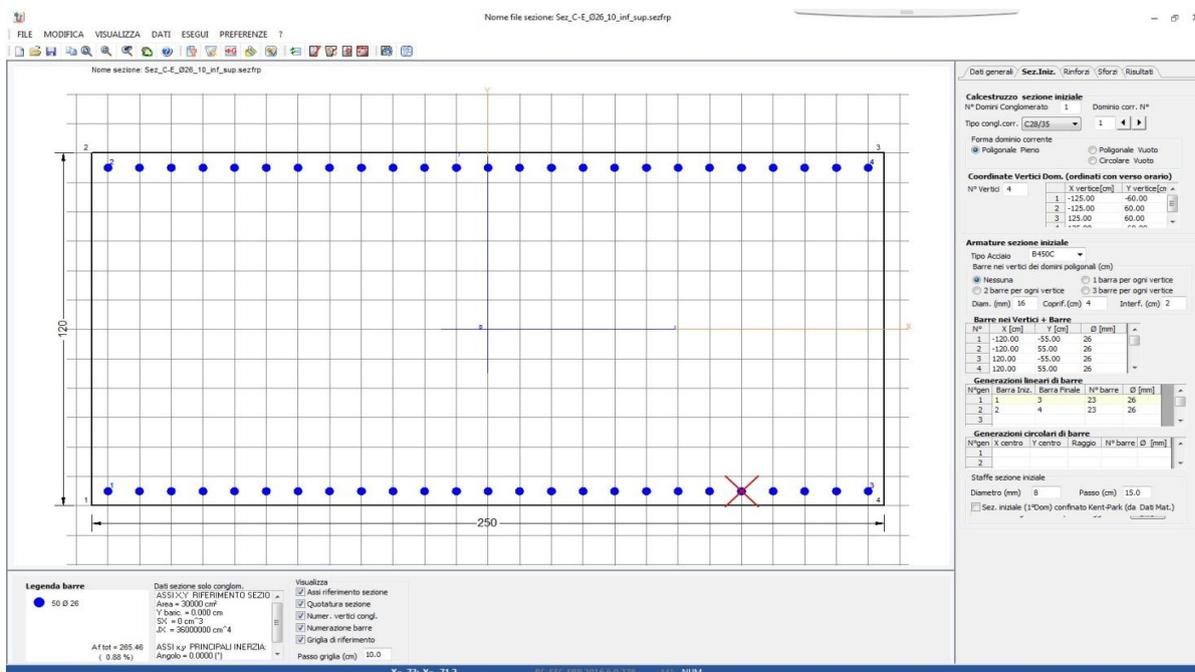
	N[kN]	Mt[kNm]	MI[kNm]
SLU	+99.00	-1736.00	-
Vento Trasv.	-	-27.93	-
Vento Longit.	-	-	+1.05
ΔT uniforme	+19.35	-139.34	-
Gradiente Term.	+77.41	-557.37	-
Totali:	+195.76	-2460.64	+1.05



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 2.29; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a pressoflessione – sismica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura della sezione di estremità del traverso della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.20 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10 al lembo superiore e Ø26/10 al lembo inferiore.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. NOME SEZIONE: Sez_C-E_Ø26_10_inf_sup.sezfrp

Descrizione Sezione:	traverso pila a telaio
Tipologia sezione iniziale pre-rinforzo:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	NTC 2008
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia sezione iniziale
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona nodale (di estremità)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Sezione iniziale pre-rinforzo:	C28/35
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm ²
	Fattore di Confidenza FC assunto:	1.00
	Resistenza media a compressione fcm (nei calcoli di duttilità):	280.00 daN/cm ²
	Resistenza caratteristica del calcestruzzo:	280.00 daN/cm ²
	Resistenza di progetto fcd=fcm/(FC*1.5):	158.60 daN/cm ²
	Deform. unitaria alla max resistenza epc0:	0.0020
	Deform. unitaria ultima epcu:	0.0035 daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm ²

ACCIAIO -	Barre Sez. Iniziale pre-rinforzo	Tipo:	B450C	
	Fattore di Confidenza FC assunto:		1.00	
	Resistenza media a snervamento/FC = f_{ym}/FC :		4500.0	daN/cm ²
	Resist. media a rottura/FC = f_{tm}/FC :		4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snervamento di progetto $f_{yd}=f_{ym}/(FC*1.15)$:		3913.0	daN/cm ²
	Deform. unitaria ultima di progetto E_{pu} :		0.068	
	Modulo Elastico E_s		2000000	daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:		Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

DOMINIO SEZ. INIZIALE N° 1

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-125.0	-60.0
2	-125.0	60.0
3	125.0	60.0
4	125.0	-60.0

DATI BARRE ISOLATE SEZ. INIZIALE (Acciaio B450C)

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-120.0	-55.0	26
2	-120.0	55.0	26
3	120.0	-55.0	26
4	120.0	55.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE SEZ. INIZIALE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	23	26
2	2	4	23	26

SFORZI DI ESERCIZIO PRESENTI ALL'ATTO DEL RINFORZO

Sforzo normale [daN] preesistente applicato nel baricentro	0
Momento flettente M_x [daNm] preesistente al rinforzo	0
Momento flettente M_y [daNm] preesistente al rinforzo	0

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI FINALI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	Gli sforzi sono quelli finali comprensivi di quelli preesistenti al rinforzo.
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
M_x	Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
M_y	Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
V_y	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
V_x	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-329500	0	0	0
2	0	-502400	0	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mx ult. sez. iniz.)
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse y princ. d'inerzia (tra parentesi My ult. sez. iniz.)
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	-329500	0	0	-575929 (-575929)	0 (0)	1.748
2	S	0	-502400	0	0	-575929 (-575929)	0 (0)	1.146

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

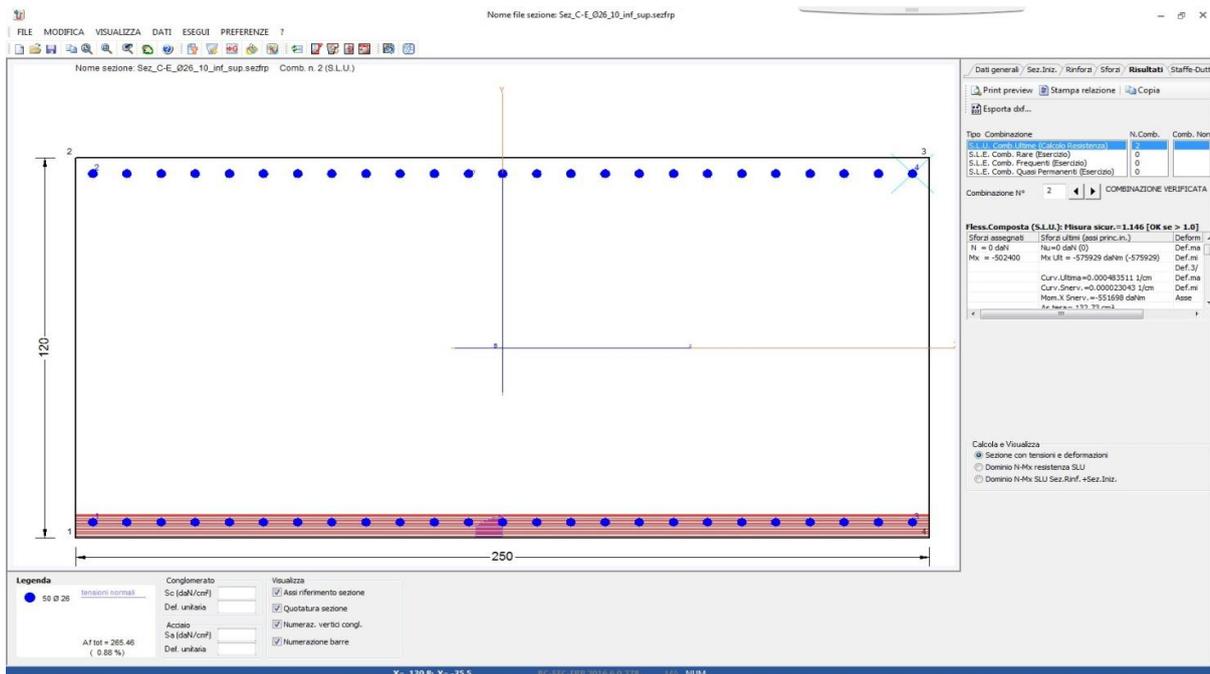
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. massima in compressione nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. minima in trazione nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.02137	-125.0	-60.0	0.00108	-120.0	-55.0	-0.05210	120.0	55.0
2	0.00350	-0.02137	-125.0	-60.0	0.00108	-120.0	-55.0	-0.05210	120.0	55.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

N°Comb	a	b	c
1	0.000000000	-0.000483511	-0.025510679
2	0.000000000	-0.000483511	-0.025510679



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 1.14; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica di resistenza a taglio si pone con: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ dove V_{Sd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza a taglio è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

Si riporta di seguito, la verifica a taglio delle pile (per entrambe le direzioni):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Il taglio agente è pari a :

$$T = 2235 + 14,70 + 1,73 = 2251,43 \text{ kN per la condizione statica}$$

$$T = 3908 \text{ kN per la condizione sismica}$$

Per assorbire le sollecitazioni di taglio, sono presenti 4 ganci $\varnothing 16/200$

Calcestruzzo		Rck	35 N/mm ²
		fck	28 N/mm ²
		γ _c	1,5
		α _c	0,85
		fcd	15,87 N/mm ²
Acciaio	B450C	f _{yk}	450 N/mm ²
		γ _s	1,15
		f _{yd}	391,30 N/mm ²
Altezza sezione:		H	120 cm
Altezza utile:		d	115 cm
Larghezza:		bw	250 cm
staffe	diam	∅	16 mm
	num	n	4
	passo	s	20 cm
	Area	A _{sw}	804 mm ²
	inclin st.	α	90 °
	inclin. Cls.	θ	21,8 °
		v	0,5
	α _c	1	
Resistenza a "taglio-trazione" (acciaio):			
V_{Rsd} =	4071,79	kN	
Resistenza a "taglio-compressione" (cls):			
V_{Rcd} =	7078,08	kN	
Resistenza a Taglio			
V_{Rd} =	4071,79	kN	

Verifica:

Condizione statica $F_s = 4071.79 / 2251.43 = 1.81 \rightarrow ok$

Condizione statica $F_s = 4071.79 / 3908.00 = 1.04 \rightarrow ok$

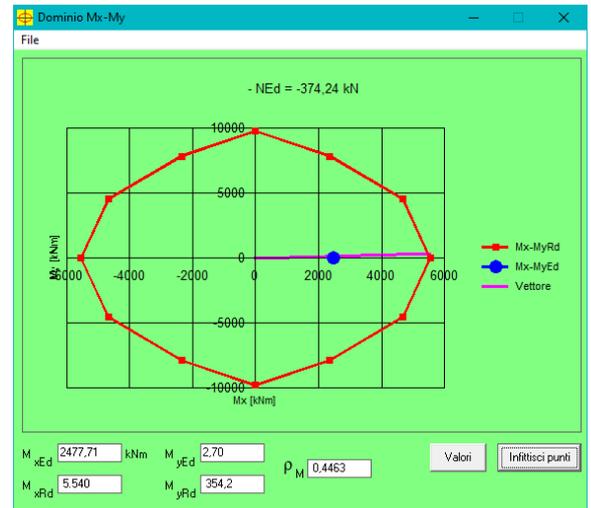
8.5.4 Verifica sezione D – mezzeria traverso

Verifica a pressoflessione – statica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura del traverso della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.20 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10 al lembo superiore e Ø26/10 al lembo inferiore.

Le sollecitazioni SLU più gravose sono le seguenti:

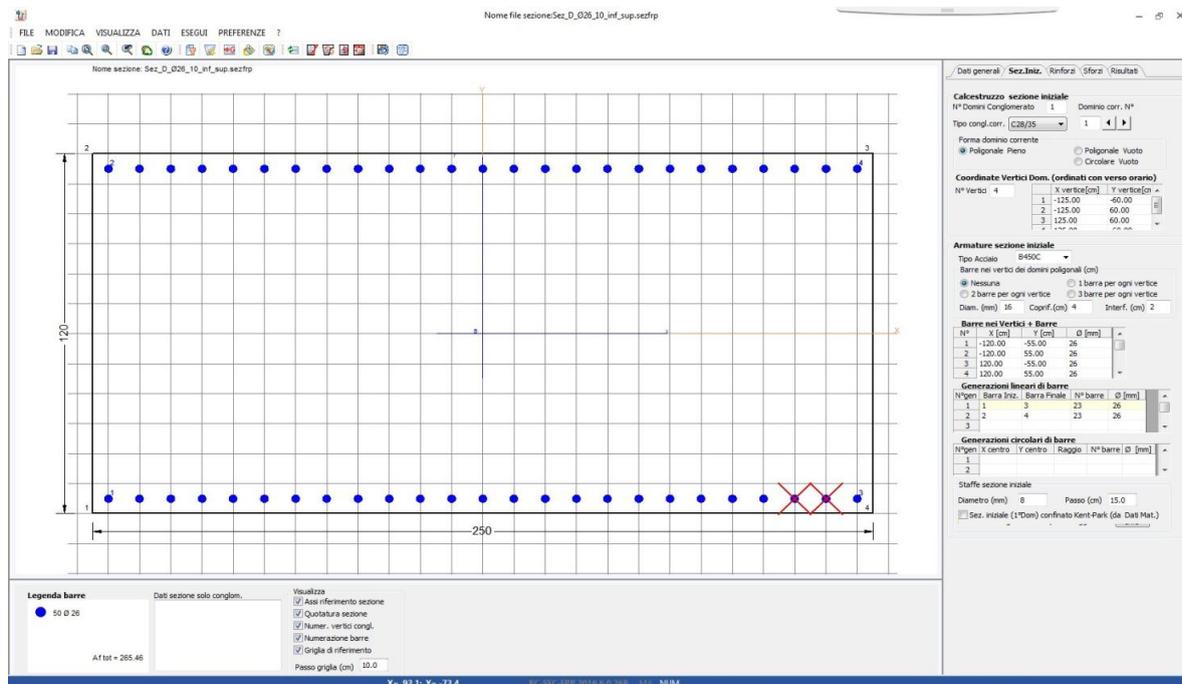
	N[kN]	Mt[kNm]	MI[kNm]
SLU	-471.00	-2781.00	-
Vento Trasv.	-	-	-
Vento Longit.	-	-	+2.70
ΔT uniforme	+19.35	-139.34	-
Gradiente Term.	+77.41	-557.37	-
Totali:	+374.24	-3477.71	+2.70



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 2.24; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a pressoflessione – sismica

Di seguito si esplica la verifica dell'armatura del traverso della pila; la sezione presenta dimensioni di 2.50 m x 1.20 m e armatura longitudinale composta da Ø26/10 al lembo superiore e Ø26/10 al lembo inferiore.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. NOME SEZIONE: Sez_D_026_10_inf_sup.sezfrp

Descrizione Sezione:	traverso pila a telaio
Tipologia sezione iniziale pre-rinforzo:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	NTC 2008
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia sezione iniziale
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona nodale (di estremità)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Sezione iniziale pre-rinforzo:	C28/35
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm ²
	Fattore di Confidenza FC assunto:	1.00
	Resistenza media a compressione fcm (nei calcoli di duttilità):	280.00 daN/cm ²
	Resistenza caratteristica del calcestruzzo:	280.00 daN/cm ²
	Resistenza di progetto fcd=fcm/(FC*1.5):	158.60 daN/cm ²
	Deform. unitaria alla max resistenza eps0:	0.0020
	Deform. unitaria ultima epsu:	0.0035 daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico secante Ecm:	323080 daN/cm ²

ACCIAIO -	Barre Sez. Iniziale pre-rinforzo	Tipo:	B450C
	Fattore di Confidenza FC assunto:		1.00
	Resistenza media a snervamento/FC = f_{ym}/FC :		4500.0 daN/cm ²
	Resist. media a rottura/FC = f_{tm}/FC :		4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snervamento di progetto $f_{yd}=f_{ym}/(FC*1.15)$:		3913.0 daN/cm ²
	Deform. unitaria ultima di progetto Epu:		0.068
	Modulo Elastico Es		2000000 daN/cm ²
	Legge tensione-deformaz.:		Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

DOMINIO SEZ. INIZIALE N° 1

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-125.0	-60.0
2	-125.0	60.0
3	125.0	60.0
4	125.0	-60.0

DATI BARRE ISOLATE SEZ. INIZIALE (Acciaio B450C)

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-120.0	-55.0	26
2	-120.0	55.0	26
3	120.0	-55.0	26
4	120.0	55.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE SEZ. INIZIALE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	23	26
2	2	4	23	26

SFORZI DI ESERCIZIO PRESENTI ALL'ATTO DEL RINFORZO

Sforzo normale [daN] preesistente applicato nel baricentro	0
Momento flettente Mx [daNm] preesistente al rinforzo	0
Momento flettente My [daNm] preesistente al rinforzo	0

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI FINALI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Gli sforzi sono quelli finali comprensivi di quelli preesistenti al rinforzo. Sforzo normale [daN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata [daNm] applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-472100	0	0	0
2	0	246800	0	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mx ult. sez. iniz.)
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] rif. asse y princ. d'inerzia (tra parentesi My ult. sez. iniz.)
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	-472100	0	0	-575929 (-575929)	0 (0)	1.220
2	S	0	246800	0	0	575929 (575929)	0 (0)	2.334

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

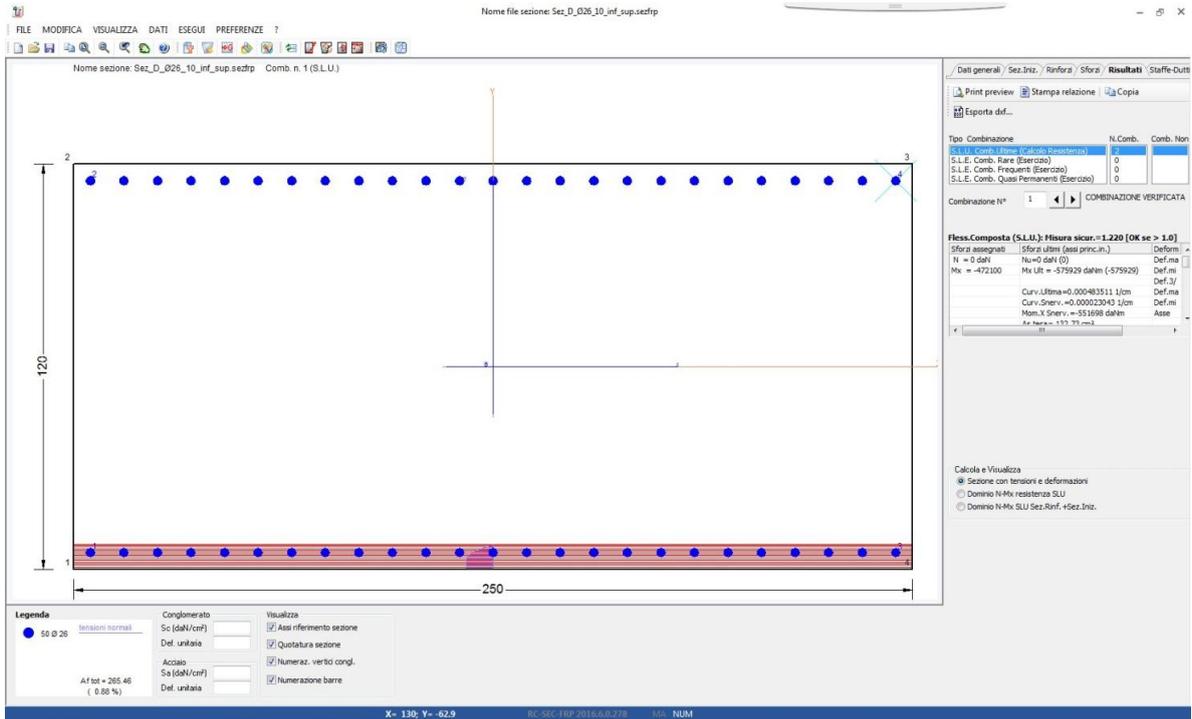
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. massima in compressione nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. minima in trazione nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.02137	-125.0	-60.0	0.00108	-120.0	-55.0	-0.05210	120.0	55.0
2	0.00350	-0.02137	-125.0	60.0	0.00108	-120.0	55.0	-0.05210	-120.0	-55.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

N°Comb	a	b	c
1	0.000000000	-0.000483511	-0.025510679



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 1.22; la verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica di resistenza a taglio si pone con: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ dove V_{Sd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza a taglio è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

Si riporta di seguito, la verifica a taglio delle pile (per entrambe le direzioni):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Il taglio agente è pari a :

$T = 1543 + 14,70 = 1557,70$ kN per la condizione statica

$T = 2886$ kN per la condizione sismica

Per assorbire le sollecitazioni di taglio, sono presenti 4 ganci $\varnothing 16/200$

Calcestruzzo		Rck	35 N/mm ²
		fck	28 N/mm ²
		γc	1,5
		αc	0,85
		fcd	15,87 N/mm ²
Acciaio	B450C	fyk	450 N/mm ²
		γs	1,15
		fyd	391,30 N/mm ²
Altezza sezione:		H	120 cm
Altezza utile:		d	115 cm
Larghezza:		bw	250 cm
staffe	diam	∅	16 mm
	num	n	4
	passo	s	20 cm
	Area	Asw	804 mm ²
	inclin st.	α	90 °
	inclin. Cls.	θ	21,8 °
		v	0,5
	αc	1	
Resistenza a "taglio-trazione" (acciaio):			
V_{Rsd} =	4071,79	kN	
Resistenza a "taglio-compressione" (cls):			
V_{Rcd} =	7078,08	kN	
Resistenza a Taglio			
V_{Rd} =	4071,79	kN	

Verifica:

Condizione statica $F_s = 4071.79 / 1557.70 = 2.61 \rightarrow ok$

Condizione statica $F_s = 4071.79 / 2886.00 = 1.41 \rightarrow ok$

8.6 Verifica di fessurazione

La pila viene verificata nei confronti dello stato limite di fessurazione, in particolare allo *Stato limite di apertura delle fessure*.

Le sollecitazioni agenti sono quelle che risultano dalle seguenti combinazioni:

Combinazione quasi permanente:

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

Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori nominali riportati nella tabella seguente.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Dove: $w_1 = 0,2$ mm; $w_2 = 0,3$ mm; $w_3 = 0,4$ mm;

Il valore di calcolo w_d è pari a $1,7 \cdot w_m$, dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

La verifica viene effettuata in condizioni ambientali aggressive e combinazione frequente (armatura sensibile) con apertura limite $w_1 = 0.2$ mm.

Di seguito si mostrano in forma tabellare, i risultati della verifica di fessurazione per ogni sezione considerata:

Dimensioni sezione		Armatura sezione A / sezione G				
b (mm)	2500	n. livelli	2			
h (mm)	1300	livello	ϕ (mm)	n. ferri	quota (mm)	As (mm ²)
		1	26	13	50	6902.08
n. iterazioni	20	2	26	13	1250	6902.08

Parametri fessurazione

kt	0.600
fct,eff	2.835
α_e	15.000
k1	0.800
k2	0.500
k3	3.400
k4	0.425

Dimensioni sezione

b (mm) **2500**
 h (mm) **1300**

n. iterazioni **20**

Armatura sezione B / sezione F

n. livelli	2				
livello	ϕ (mm)	n. ferri	quota (mm)	As (mm ²)	
1	26	13	50	6902.08	
2	26	13	1250	6902.08	

Parametri fessurazione

kt **0.600**
 fct,eff 2.835
 α_e 15.000
 k1 **0.800**
 k2 **0.500**
 k3 **3.400**
 k4 **0.425**

Dimensioni sezione

b (mm) **2500**
 h (mm) **1200**

n. iterazioni **20**

Armatura sezione C / sezione E

n. livelli	2				
livello	ϕ (mm)	n. ferri	quota (mm)	As (mm ²)	
1	26	25	50	13273.23	
2	26	25	1150	13273.23	

Parametri fessurazione

kt **0.600**
 fct,eff 2.835
 α_e 15.000
 k1 **0.800**
 k2 **0.500**
 k3 **3.400**
 k4 **0.425**

Dimensioni sezione

b (mm) **2500**
 h (mm) **1200**

n. iterazioni **20**

Armatura sezione D

n. livelli	2				
livello	ϕ (mm)	n. ferri	quota (mm)	As (mm ²)	
1	26	25	50	13273.23	
2	26	25	1150	13273.23	

Parametri fessurazione

kt **0.600**
 fct,eff 2.835
 α_e 15.000
 k1 **0.800**
 k2 **0.500**
 k3 **3.400**
 k4 **0.425**

RIEPILOGO	Sezione	Sforzo normale	Momento	Ampiezza caratteristica	% armatura	Tensione armatura	Ampiezza limite	Verifica
Combinazione		N [kN]	M [kNm]	wk [mm]	pp.estr [%]	σ_s [MPa]	w [mm]	
Frequente	Sez. A-G	4547	105	-	-	-18	0.2	ok
Frequente	Sez. A-G	1590	105	-	-	-5	0.2	ok
Frequente	Sez. B-F	4259	265	-	-	-14	0.2	ok
Frequente	Sez. B-F	1302	265	-	-	-1	0.2	ok
Frequente	Sez. C-E	336	1239	0.044	0.05740	77	0.2	ok
Frequente	Sez. C-E	336	1239	0.044	0.05740	77	0.2	ok
Frequente	Sez. D	336	1991	0.075	0.05740	130	0.2	ok

9. Conclusioni

Per la pila 8 a telaio del viadotto Rampa N, come già descritto, si prevede una variazione della carpenteria con un sostanziale restringimento del portale.

Per quel che riguarda l'armatura, in particolare è stata ridotta quella inferiore della sezione di mezzeria del traverso. Le altre sezioni hanno mantenuto pressochè invariato il quantitativo di ferro a meno di variazioni trascurabili.

Si riportano per completezza nella tabella seguente i risultati salienti delle verifiche effettuate:

Posizione	Verifica statica a flessione/pressoflessione	Verifica sismica a flessione/pressoflessione	Verifica statica e sismica a taglio
	Coefficiente di sicurezza	Coefficiente di sicurezza	Coefficiente di sicurezza
Sezione A-G	3.91	1.21	3.24
Sezione B-F	3.75	1.28	4.14
Sezione C-E	2.29	1.14	1.04
Sezione D	2.24	1.22	1.41