



PROTEZIONE CIVILE
 Presidenza del Consiglio dei Ministri
 Dipartimento della Protezione Civile

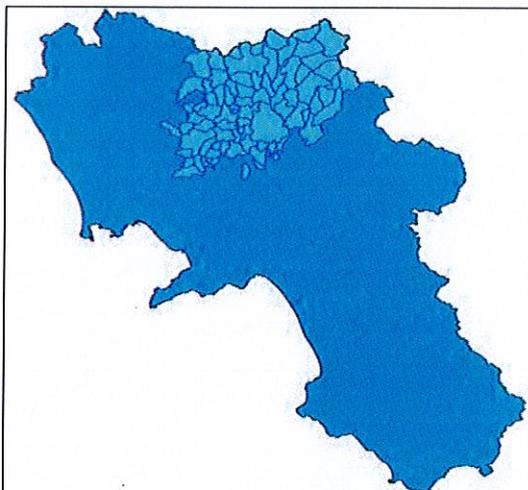


Commissario Delegato

O.c.d.p.c. n. 298 del 17.11.2015 e n. 303 del 03.12.2015

*Interventi urgenti di cui all'articolo 1, comma 3 lett.c)
 dell'ODPC n. 298/2015 finanziati ai sensi degli artt. 3 del
 ODCPC 298/2015 e 303/2015*

RIPRISTINO TOTALE FUNZIONALITA' DEL PONTE SUL FIUME UFITA IN LOCALITA' APICE SCALO CON RELATIVA DIFESA IDRAULICA (PROGETTO ESECUTIVO)



Soggetto Attuatore del Commissario
 Delegato
 PROVINCIA di BENEVENTO

Codice intervento:

00/U/107

Progetto di revisione



Ing. Gianfranco Gallina

Ing. Giuseppe D'Onofrio

Ing. Pierpaolo Mastroglacomo

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Gennaro Fusco

IL VICE SEGRETARIO GENERALE
 Dott.ssa Pierina Martinelli

Studio geologico

Dott. Geol. Claudio SACCO

Approvato con Deliberazione n. 173 del 14/11/16
 Adottata dal Presidente della Provincia di Benevento

Il Segretario Generale
 Dr. Franco Nardone

PROGETTO ESECUTIVO

Art. 33 D.P.R. 5.10.2010 n. 207

**Titolo Elaborato:
 RELAZIONE TECNICA GENERALE PROGETTO
 ESECUTIVO**

COMUNE di
 APICE

Codice elaborato:
 R1
Scala:
 -

PROVINCIA DI BENEVENTO
INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLA FUNZIONALITA' DEL PONTE
SUL FIUME UFITA IN LOCALITA' APICE SCALO (BN)
PROGETTO ESECUTIVO

1. STATO ATTUALE DEL MANUFATTO ESISTENTE

1.1 Premessa

Con Delibera Presidenziale n° 94 del 14/06/2016 è stato approvato il progetto definitivo dei lavori "Ripristino totale della funzionalità del ponte sul fiume Ufita in località Apice Scalo con relativa difesa idraulica" per un importo complessivo di €2.230.000,00, successivamente approvato dal Commissario delegato per l'Emergenza Alluvione, n°161 del 13.07.2016..

Successivamente con Determinazione Dirigenziale n°389/06 del 29.17.2016 a firma del RUP dell'intervento Ing. Gennaro Fusco è stato aggiudicato allo scrivente Studio Associato LINEAR l'esecuzione della progettazione esecutiva delle opere in oggetto.

Con nota pec 0059686 del 09/08/2016 lo scrivente ha comunicato all'Ente appaltante la necessità di eseguire indagini non distruttive sull'impalcato metallico al fine di validare con prove materiali le assunzioni teoriche fatte in sede di progetto definitivo, evidenziando la previsione di tale opzione nell'elaborato 12R dello stesso progetto definitivo.

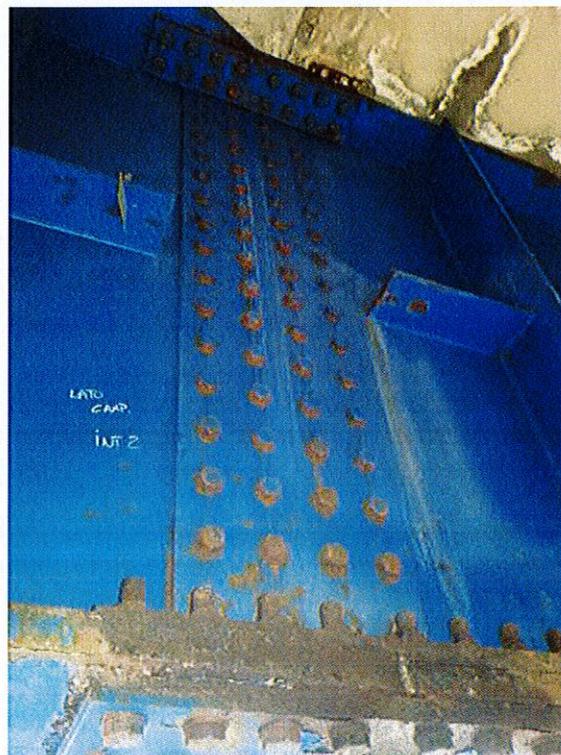
1.2 Campagna indagini e risultanze sullo stato attuale del manufatto

Le indagini eseguite della società RT-Service s.r.l. tramite esame visivo con documentazione fotografica ed esame magnetoscopico dei collegamenti hanno rilevato una diffusa ossidazione di tutti i collegamenti, dei bulloni ed anche delle piattabande delle travi principali. Si riportano stralci delle conclusioni contenute nella relazione finale della RT-Service s.r.l.

*"Come possibile evincere dal report visivo 217-16-VT-01 allegato, sulle **piattabande, sull'anima, sui fazzoletti di irrigidimento, sulle piastre di collegamento e sulle controventature** si sono riscontrate numerose zone con screpolature della vernice nelle quali si evidenzia l'origine di fenomeni di ossidazione e successiva corrosione che potrebbero portare al deterioramento/danneggiamento del materiale. Inoltre in molti punti si sono riscontrate ampie aree completamente ossidate per le quali i fenomeni corrosivi sembrano essere già in uno stato avanzato tale da compromettere l'integrità del materiale."*



“Come possibile evincere dal report visivo 217-16-VT-03 allegato, sui collegamenti imbullonati si sono riscontrate numerose zone completamente ossidate per le quali i fenomeni corrosivi sembrano essere già in uno stato avanzato tale da compromettere l’integrità del materiale.”





“Si ribadisce però la necessità di ripristinare il rivestimento superficiale (mediante sabbiatura per rimuovere lo strato di ossido presente e successiva verniciatura per ripristinare lo strato protettivo) sia nelle zone con evidenti screpolature che nelle zone completamente ossidate per evitare l’insorgere di fenomeni irreversibili di tenso-corrosione nel futuro esercizio dell’implacato.

Si ribadisce inoltre la necessaria sostituzione di tutti i bulloni ossidati (in molti casi anche corrosi)”.

Dalla documentazione fotografica allegata dalla RT-Service s.r.l. si è riscontrato un ulteriore elemento di criticità:

la pila provvisoria, realizzata in somma urgenza su fondazione superficiale in seguito al crollo della pila originaria, attualmente presenta un cedimento differenziale con rotazione a causa del quale solo una (quella di monte) delle tre travi principali a doppio T in acciaio che costituiscono l’impalcato poggia sulla pila provvisoria, mentre, la trave centrale e quella di valle ormai poggiano solo sulla pila rimasta integra e sulla spalla lato Apice, presentando nella attuale configurazione, una luce di 54m in luogo di quella originaria di 27m, per la quale erano state calcolate.

Di seguito le immagini dei due appoggi che in seguito all’abbassamento della pila provvisoria non esplicano più la loro funzione.



Anche sulla spalla lato Apice, in semplice muratura portante, a seguito dei successivi eventi del 2015, si sono accentuate in maniera evidente le lesioni dovute ad un cedimento differenziale delle fondazioni sul lato di valle.



Le deformazioni della spalla sono congruenti con la presenza di un movimento franoso che interessa l'argine a valle, a seguito dello scalzamento al piede del rilevato, fino al coinvolgimento della sede stradale sovrastante.

In considerazione di tali variazioni dello stato di fatto, lo scrivente gruppo di progettazione ha ordinato ad uno studio di topografi con i quali collabora, nuove misurazioni atte a definire l'attuale geometria dell'impalcato a seguito del mutato stato dei luoghi.

Le risultanze delle misurazione sono riportate nei grafici successivi, uno per ogni trave dell'impalcato, nei quali la linea nera rappresenta l'impalcato in deformato, la linea ciano la situazione dello stato di fatto riportata nel progetto definito agli atti. La linea rossa lo stato attuale rilevato in sito.

Dall'analisi dei grafici precedenti si evince quanto segue:

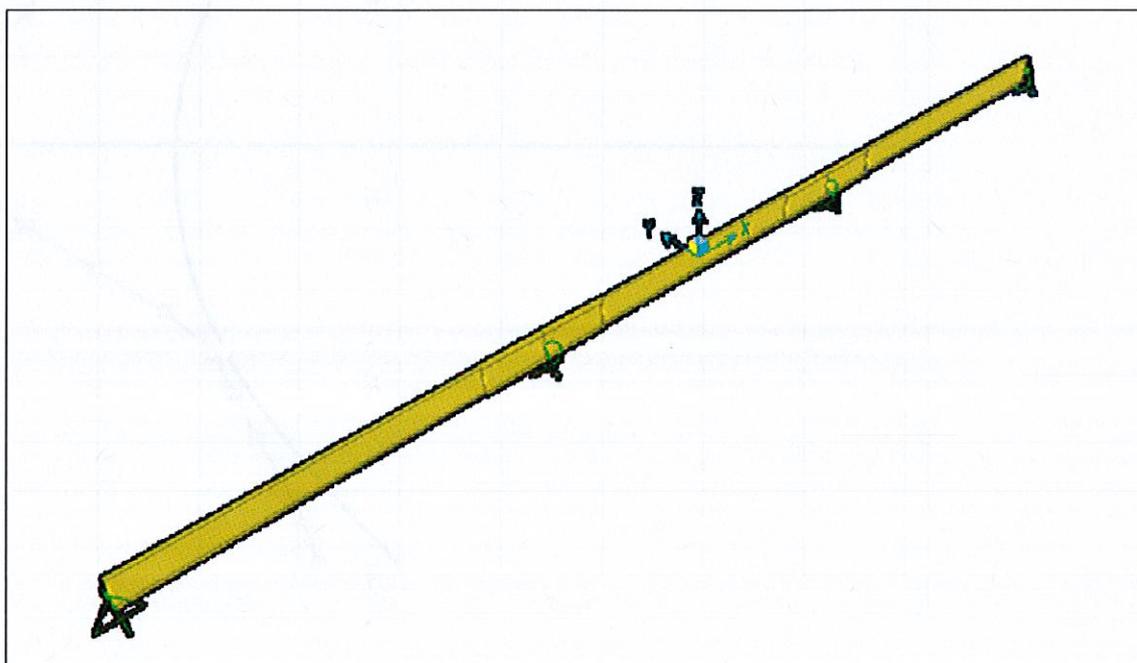
- La trave di valle presenta una freccia max poco oltre la sezione nella quale sorgeva la pila originaria di ben 23,8 cm con un incremento della deformazione, rispetto alla situazione riportata nel definitivo agli atti di 8,6 cm.
- La trave centrale presenta una freccia max poco oltre la sezione nella quale sorgeva la pila originaria di ben 19,8 cm con un incremento della deformazione, rispetto alla situazione riportata nel definitivo agli atti di 5,0cm.
- La trave di monte presenta una freccia max poco oltre la sezione nella quale sorgeva la pila originaria di ben 19,1 cm con un incremento della deformazione, rispetto alla situazione riportata nel definitivo agli atti di 4,4 cm.
- L'appoggio di valle della spalla lato Apice presenta un cedimento di 4,0 cm congruente con le lesioni del paramento che evidenziano il cedimento fondale della stessa.

Occorre precisare che lo stato di fatto incluso nel progetto definitivo agli atti riportava una freccia max di 15,00 cm, misurata però successivamente all'esecuzione della pila provvisoria, e il riposizionamento della stessa sezione nella posizione originaria, tramite sollevamento con martinetti idraulici.

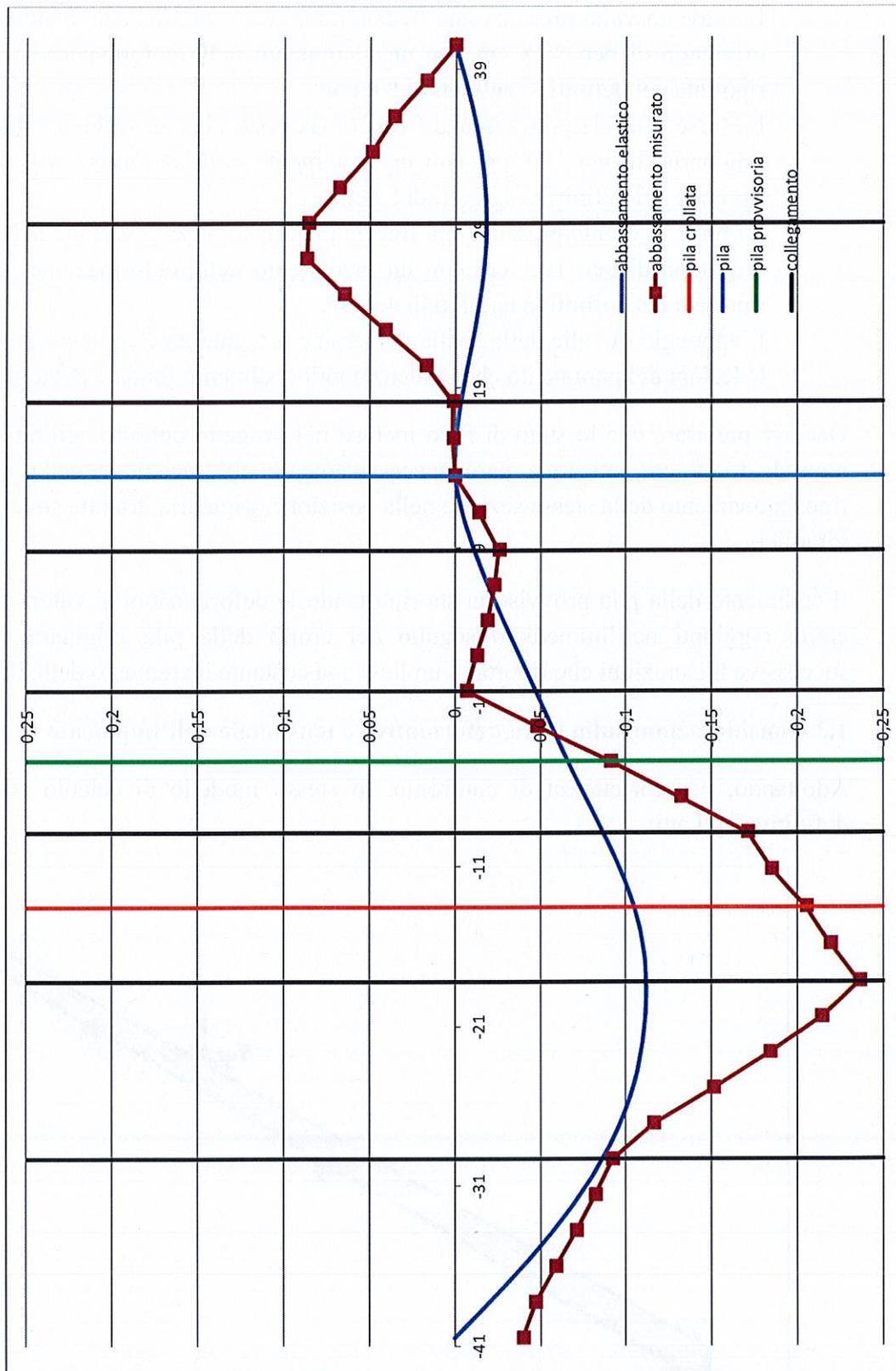
Il cedimento della pila provvisoria sta riportando le deformazioni ai valori che presumibilmente si erano raggiunti nell'immediato seguito del crollo della pila originaria, come confermato da successive misurazioni che riportano un lieve ma costante incremento delle deformazioni.

1.3 Considerazioni sullo stato deformativo e tensionale dell'impalcato

Adottando, per correttezza di confronto, lo stesso modello di calcolo con una sola trave, del definitivo agli atti:



si riportano in grafico le deformazioni elastiche e le deformazioni misurate, per confronto:



Dal grafico si evince quanto segue:

1. La deformata misurata non è compatibile con la deformata elastica determinata dai carichi attualmente agenti dimostrando la presenza di deformazioni permanenti.
2. In corrispondenza dei collegamenti, la deformata misurata presenta delle cuspidi, che fanno supporre il danneggiamento degli stessi.

Conseguentemente si è proceduto alla verifica dei collegamenti.

1.3.1 Verifica dei collegamenti

Si è proceduto alla verifica tensionale dei collegamenti bullonati trave-trave, in modo particolare il collegamento tra la trave a sezione maggiore in appoggio e la trave di sezione minore in mezzeria. Tale collegamento infatti è disposto in corrispondenza delle sezioni di momento nullo per i carichi propri e permanenti.

Adottando le stesse simbologie e la stessa formulazione del progetto originale, si effettua la verifica del collegamento a seguito del crollo della pila, nelle ipotesi di comportamento elastico della trave.

Dalla relazione del progetto dell'impalcato:

Collegamento bullonato dei corici di trave con soletta non solidata

CARATTERISTICHE STATICHE

caratteristiche statiche del solo acciaio:

-sezione di appoggio centrale:

$k = 0,1$

$$hw_m = 1920 \text{ mm} \quad tw_m = 14 \text{ mm}$$

$$bf_{l,m} = 500 \text{ mm} \quad tf_{l,m} = 40 \text{ mm}$$

$$bf_{s,m} = 500 \text{ mm} \quad tf_{s,m} = 40 \text{ mm}$$

$$h_m = hw_m + tf_{l,m} + tf_{s,m}$$

$$A_{l,m} = hw_m \cdot tw_m + bf_{l,m} \cdot tf_{l,m} + bf_{s,m} \cdot tf_{s,m}$$

calcolo caratteristiche statiche sezione travi in acciaio - asse y/y

$$S_{l,m,y} = hw_m \cdot tw_m \left(\frac{hw_m}{2} + tf_{l,m} \right) + bf_{l,m} \frac{tf_{l,m}^2}{2} + bf_{s,m} \cdot tf_{s,m} \left(h_m - \frac{tf_{s,m}}{2} \right) \quad \text{momento statico rispetto al lembo inferiore}$$

$$y_{l,m} = \frac{S_{l,m,y}}{A_{l,m}} \quad y_{s,m} = h_m - y_{l,m} \quad \text{distanza del baricentro dal lembo inferiore}$$

$$J_{l,m1,y} = \frac{1}{12} \cdot bf_{s,m} \cdot tf_{s,m}^3 + bf_{s,m} \cdot tf_{s,m} \left(h_m - \frac{tf_{s,m}}{2} - y_{l,m} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot tw_m \cdot hw_m^3 \quad \text{momento d'inerzia rispetto al baricentro}$$

$$J_{l,m,y} = J_{l,m1,y} + tw_m \cdot hw_m \left(\frac{hw_m}{2} + tf_{l,m} - y_{l,m} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot bf_{l,m}^3 \cdot tf_{l,m} + bf_{l,m} \cdot tf_{l,m} \left(\frac{bf_{l,m}}{2} - y_{l,m} \right)^2$$

calcolo caratteristiche statiche sezione I-travi in acciaio - asse x/x

$$S_{t_{m,x}} = h w_m t_w m \left(\frac{b f_{i,m}}{2} \right) + b f_{i,m} t_{f_{i,m}} \frac{b f_{i,m}}{2} + b f_{s,m} t_{f_{s,m}} \frac{b f_{i,m}}{2}$$

momento statico rispetto al lembo inferiore

$$x_m = \frac{S_{t_{m,x}}}{A_{t_m}}$$

distanza del baricentro dal lembo inferiore

$$J_{t_{m1,x}} = \frac{h w_m t_w m^3}{12} + \frac{b f_{i,m}^3 t_{f_{i,m}}}{12} + \frac{b f_{s,m}^3 t_{f_{s,m}}}{12}$$

momento d'inerzia rispetto al baricentro

$$J_{t_{m,x}} = J_{t_{m1,x}} + h w_m t_w m \left(\frac{b f_{i,m}}{2} - x_m \right)^2 + b f_{i,m} t_{f_{i,m}} \left(\frac{b f_{i,m}}{2} - x_m \right)^2 + b f_{s,m} t_{f_{s,m}} \left(\frac{b f_{i,m}}{2} - x_m \right)^2$$

moduli di resistenza nelle sezioni significative:

$$W_{t_{y,m,s,i}} = \frac{J_{t_{m,y}}}{y_{i,m}}$$

$$W_{t_{y,m,s,w,i}} = \frac{J_{t_{m,y}}}{y_{i,m} - t_{f_{i,m}}}$$

$$W_{t_{x,m,s,i}} = \frac{J_{t_{m,x}}}{x_m}$$

$$W_{t_{y,m,s,s}} = \frac{J_{t_{m,y}}}{y_{s,m}}$$

$$W_{t_{y,m,s,w,s}} = \frac{J_{t_{m,y}}}{y_{s,m} - t_{f_{s,m}}}$$

$$W_{t_{x,m,s,s}} = \frac{J_{t_{m,x}}}{x_m}$$

$$W_{t_{x,m,s,w,i}} = \frac{J_{t_{m,x}}}{x_m - \frac{b f_{i,m} - t_w m}{2}}$$

$$W_{t_{x,m,s,w,s}} = \frac{J_{t_{m,x}}}{x_m - \frac{b f_{s,m} - t_w m}{2}}$$

Verifica tensionale:

$$\sigma_{s,i} = \frac{M_{ed2d,y}}{W_{t_{y,m,s,i}}} + \frac{M_{ed2d,x}}{W_{t_{x,m,s,i}}}$$

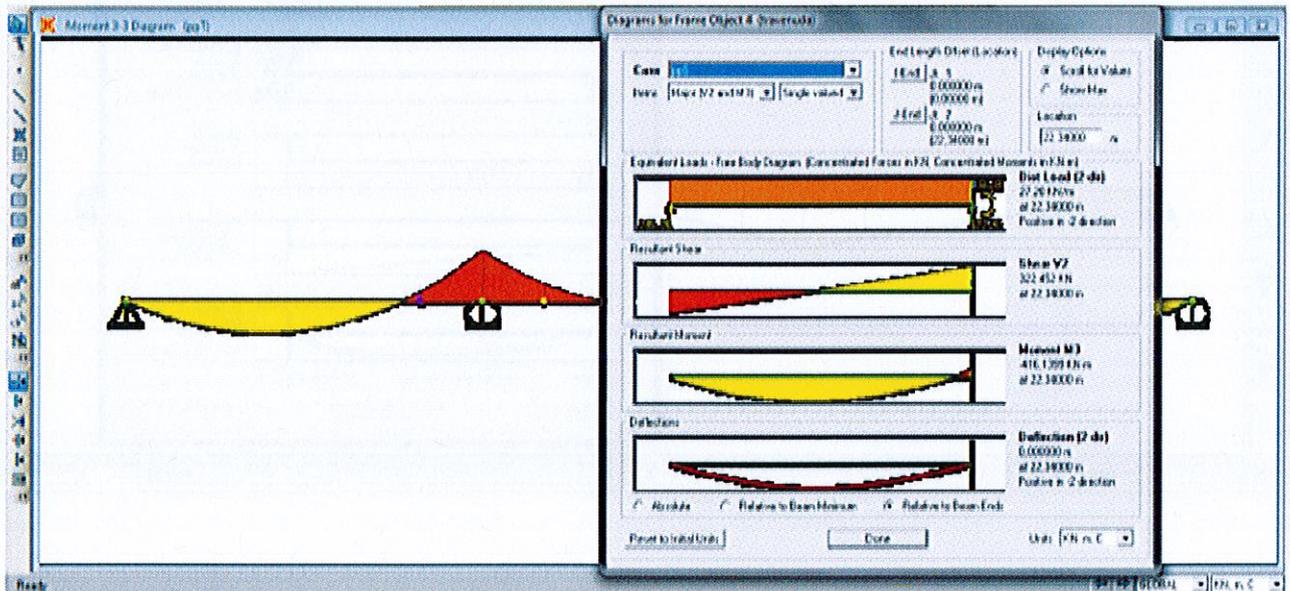
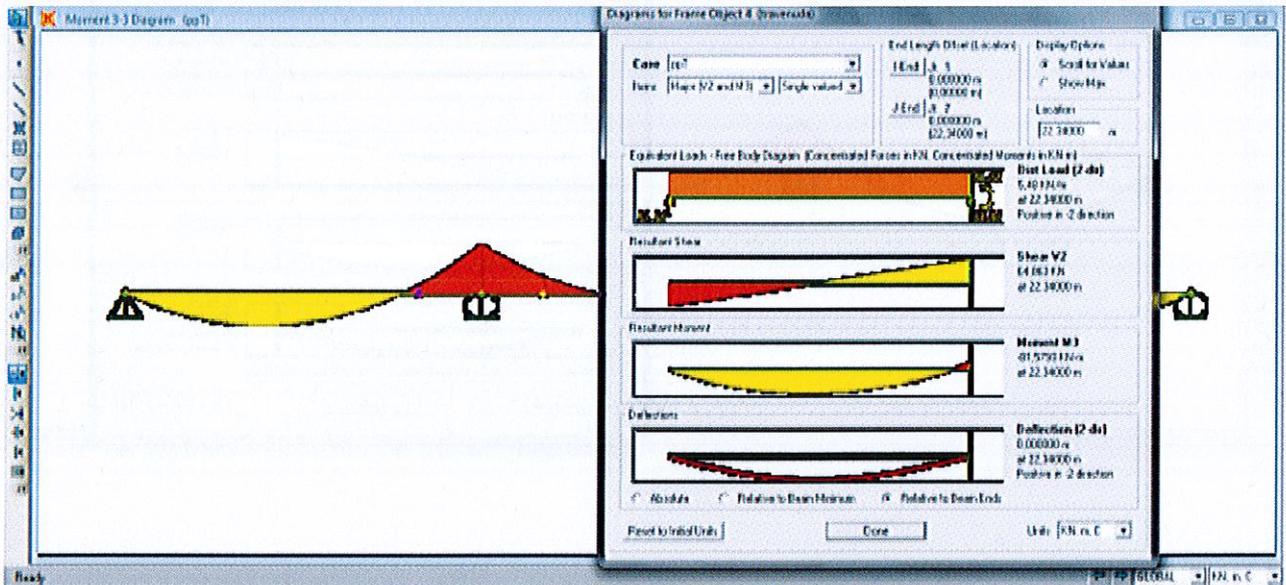
$$\sigma_{s,s} = \frac{M_{ed2d,y}}{W_{t_{y,m,s,s}}} + \frac{M_{ed2d,x}}{W_{t_{x,m,s,s}}}$$

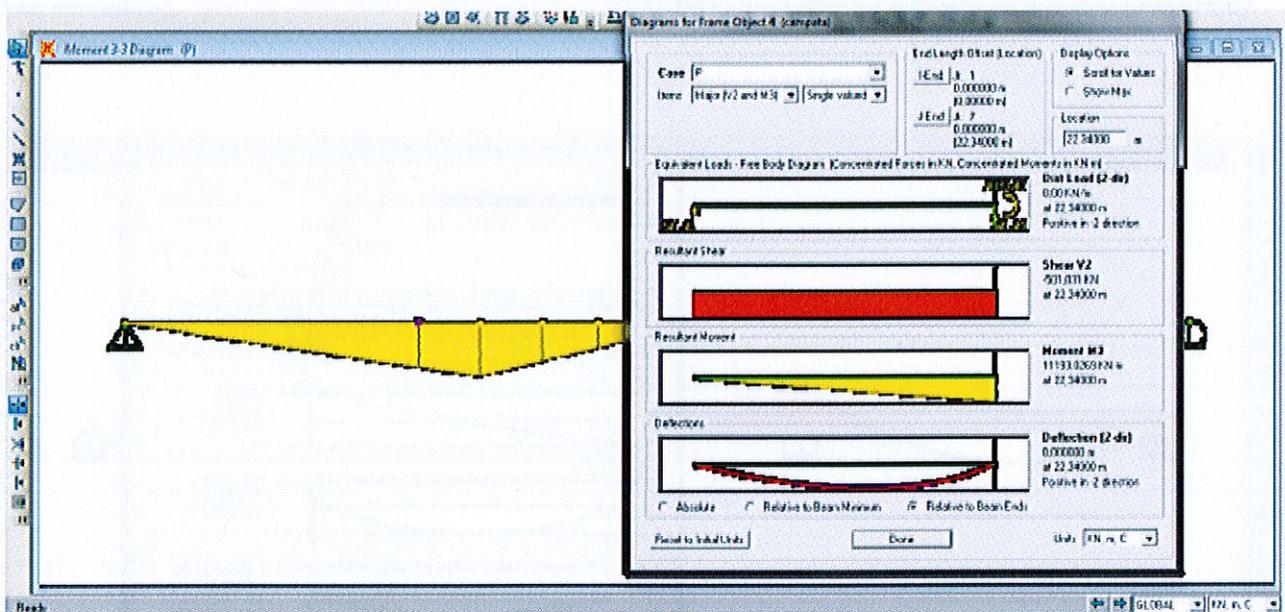
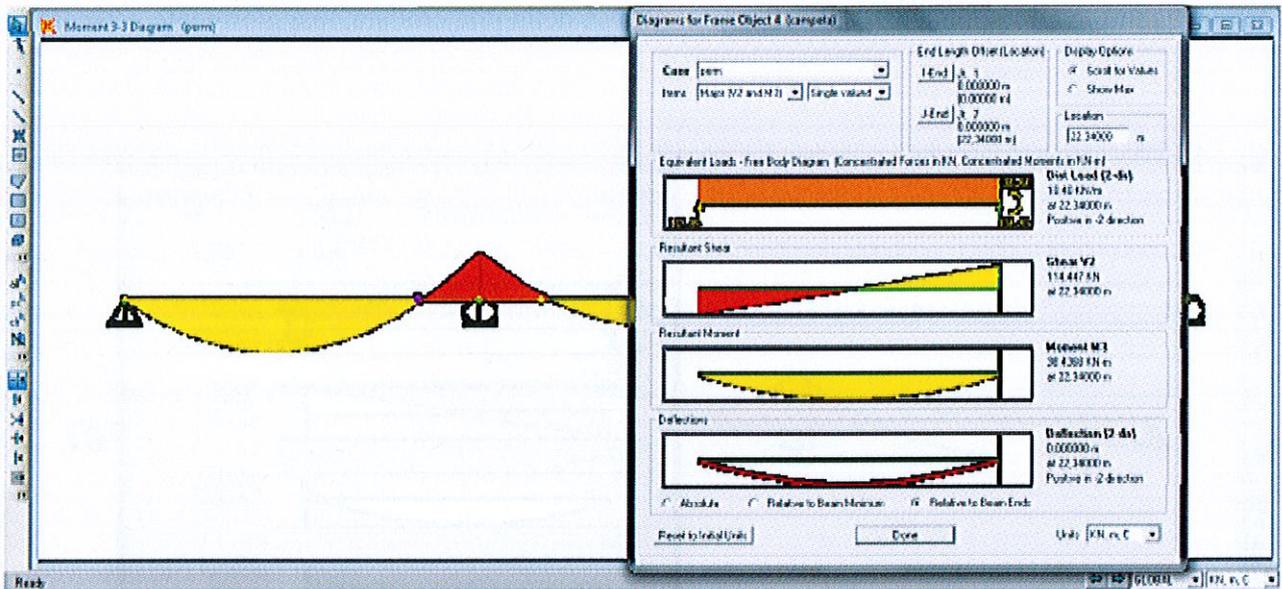
$$\sigma_{s,w,i} = \frac{M_{ed2d,y}}{W_{t_{y,m,s,w,i}}} + \frac{M_{ed2d,x}}{W_{t_{x,m,s,w,i}}}$$

$$\sigma_{s,w,s} = \frac{M_{ed2d,y}}{W_{t_{y,m,s,w,s}}} + \frac{M_{ed2d,x}}{W_{t_{x,m,s,w,s}}}$$

$$\tau_{BCG} = \frac{V}{h w_m t_w m}$$

Azioni agenti in corrispondenza del collegamento a sx della pila crollata, maggiormente sollecitato:





In sintesi:

per peso proprio della trave:

$$M = - 81,6 \text{ kNm} = - 816.000 \text{ kgcm}$$

$$V = 64,9 \text{ kN} = 6.490 \text{ kg}$$

Per peso proprio soletta (fase di getto):

$$M = - 416 \text{ kNm} = - 4.160.000 \text{ kgcm}$$

$$V = 322,5 \text{ kN} = 3.225.000 \text{ kg}$$

Per effetto del crollo della pila:

$$M = + 11.193 \text{ kNm} = 111.930.000 \text{ kgcm}$$

$$V = - 501 \text{ kN} = - 5.010.000 \text{ kg}$$

In forma tabellare le verifiche alle tensioni della trave:

	M_{sd2ay}	M_{sd2ax}	σ_{si}	σ_{ss}	σ_{swi}	σ_{sws}	V
	[kgcm]	[kgcm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg]
fase 0	- 816 000	0	-17,5	17,5	-16,8	16,8	6 486
fase 1	- 4 160 000	0	-89,1	89,1	-85,6	85,6	32 245
fase 2	384 000	0	8,2	-8,2	7,9	-7,9	11 445
fase 3	111 930 000	0	2397,9	-2397,9	2302,0	-2302,0	- 50 103
			2299,5	-2299,5	2207,5	-2207,5	73
						τ_{tot}	0,3

Dove:

M_{sd2ay} momento agente nel piano verticale

M_{sd2ax} momento agente nel piano orizzontale (considerato sempre nullo)

σ_{si} = tensione al lembo inferiore

σ_{ss} = tensione al lembo superiore

σ_{swi} = tensione all'attacco dell'anima alla piattabanda inferiore

σ_{sws} = tensione all'attacco dell'anima alla piattabanda superiore

Si determina lo sforzo normale agente in piattabanda (uguale per simmetria su entrambe)

$$N_b = [(\sigma_{ss} + \sigma_{sws})/2] \cdot b_{fsm} \cdot t_{fsm} = 450.717 \text{ kg}$$

Basse le tensioni nei bulloni:

$$\tau_b = N_b / n_b \cdot n_{st} \cdot A_b = 450.717 / (16 \cdot 2 \cdot 35,3) = 399 \text{ kg/cm}^2 < f_{kv} = 3.690 \text{ kg/cm}^2$$

Date le tensioni scarse sono banalmente verificate le piastre coprigiunto e le lamiere delle piattabande.

Coprigiunto in corrispondenza dell'anima.

Determiniamo il momento e lo sforzo normale afferenti all'anima del profilo:

$$\sigma_k = (\sigma_{swi} + \sigma_{sws})/2 = 0$$

$$M_{W_k} = \left(\sigma_{swi} + \sigma_{sws} - \sigma_k \right) \frac{h_w m}{2} \cdot t_w m - \frac{2 h_w m}{3}$$

$$N_{W_k} = \frac{\sigma_k \cdot t_w m \cdot h_w m}{n_{bW_k} \cdot n_{fW_k}}$$

Si ottiene:

$$M_w = 37.976.387 \text{ kgcm}$$

$$N_w = 0$$

Adottando i coefficienti di distribuzione determinati in fase di progetto del ponte:

$$\Phi = 0,165$$

E data la distanza massima tra i bulloni:

$$h_b = 175 \text{ cm}$$

Si ha che la forza orizzontale massima nei bulloni è pari a:

$$H_b = M_w \cdot \Phi / h_b = 37.976.387 \cdot 0,165 / 175 = 35.806 \text{ kg}$$

Il taglio è trascurabile per cui:

$$R_b \equiv H_b = 35.806 \text{ kg}$$

La tensione nei bulloni più esterni è pari a:

$$\tau_b = R_b / n_{st} \cdot A_b = 35.8063 / (2 \cdot 3,53) = 5.072 \text{ kg/cm}^2 > f_{kv} = 3.690 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione di taglio nel bullone supera ampiamente il valore caratteristico allo stato limite ultimo previsto dalle CNR 10011 con cui è stato calcolato l'impalcato, ma anche i valori previsti dalla normativa attuale:

$$f_{RdV} = 0,6 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 / 1,25 = 384 \text{ N/mm}^2 = 3.840 \text{ kg/cm}^2$$

da notare inoltre che le verifiche sono state effettuate in condizioni di servizio, senza applicare i coefficienti amplificativi γ dovuti nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Per le verifiche a rifollamento:

piastra coprigiunto:

$$\sigma_{rif} = R_b / (2 \cdot t_p \cdot d_N) = 35.806 / (2 \cdot 1,0 \cdot 2,4) = 7.460 \text{ kg/cm}^2 > f_{sd,rif} = 6.000 \text{ kg/cm}^2$$

Anima del profilo:

$$\sigma_{rif} = R_b / (t_{wm} \cdot d_N) = 35.806 / (1,4 \cdot 2,4) = 10.657 \text{ kg/cm}^2 > f_{sd,rif} = 6.000 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione di rifollamento supera ampiamente il valore caratteristico allo stato limite ultimo previsto dalle CNR 10011 con cui è stato calcolato l'impalcato, ma anche i valori previsti dalla normativa attuale:

$$f_{RdV} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

$$\alpha = \min\{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1\} = 0,69$$

$$k = \min\{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\} = 2,5$$

$$f_{RdV} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,69 \cdot 510 / 1,25 = 703,8 \text{ N/mm}^2 = 7.038 \text{ kg/cm}^2$$

anche in questo caso va notato che le verifiche sono state effettuate in condizioni di servizio, senza applicare i coefficienti amplificativi γ dovuti nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Quindi in conclusione, effettuata l'analisi dei carichi agenti attualmente sul ponte, ed implementato un modello di calcolo, è stato dimostrato che lo stato deformativo attuale non è compatibile con uno stato elastico del sistema, pertanto, le deformazioni presenti nell'impalcato sono di tipo permanente, causate da condizioni di carico attualmente non presenti.

La verifica delle connessioni più vicine all'appoggio ha dimostrato che i bulloni hanno superato le tensioni di snervamento le piastre le tensioni di rifollamento.

1.4 Conclusioni

L'impalcato, attualmente chiuso al traffico, e dunque non soggetto al carico di esercizio, presenta notevolissime deformazioni rilevate in sito, circa 24cm, che dimostrano come lo stesso, pur scarico, abbia superato la soglia di deformazione elastica. Tali deformazioni risultano attualmente in costante incremento, a causa della perdita d'appoggio della pila provvisoria, ponendo il manufatto in condizioni critiche, tali da paventare anche un possibile crollo escludendo qualunque ipotesi di riapertura al traffico stradale.

Le verifiche dei collegamenti e delle piastre maggiormente sollecitate non risultano soddisfatte.

Tutti i collegamenti ed i bulloni e parte delle travi principali presentano fenomeni accentuati di ossidazione e, come da report della RT-Service S.r.l. necessitano della sostituzione totale.

L'impalcato nel suo complesso presenta uno stato deformativo permanente riconducibile a sollecitazioni di torsione, constatabile dalle differenti frecce delle travi principali, con concentrazione di sforzi su alcuni appoggi :



sulle strutture secondarie di impalcato e sul giunto lato Apice Scalo:



Il piano stradale presenta un evidente ingobbamento lato monte in prossimità della spalla lato Apice.



La spalla in sx idrografica (lato Apice) presenta cedimenti importanti (-4 cm sull'appoggio lato valle) con lesioni passanti nel paramento murario tali da rendere non praticabile, anche per la sicurezza degli operatori, l'esecuzione degli interventi previsti nel definitivo agli atti, di realizzazione di un sistema fondale del tipo profondo (pali trivellati di grande diametro), per la non compatibilità della struttura con l'intensità delle vibrazioni conseguenti.

Risulta di conseguenza evidente come in base a tale stato dei luoghi il recupero dell'impalcato previsto nel progetto definitivo agli atti sia una ipotesi progettuale non più perseguibile, rendendo di fatto necessaria la sostituzione integrale del ponte.

1.5 Progetto Definitivo revisionato

A seguito del mutato stato dei luoghi, con Determina Dirigenziale n° 465/06 del 12.10.2016, veniva affidato allo scrivente studio Associato Linear anche la Revisione del Progetto Definitivo. Tale nuova progettazione prevede la sostituzione integrale del manufatto con un ponte ex novo con pile e spalle in c.a. su pali e impalcato su tre travi in cap .

Il Progetto Definitivo Revisionato è stato approvato con Delibera Presidenziale n°167 del 14.10.2016. Sul progetto si è espressa favorevolmente la Conferenza dei servizi del del 26.10.2016. Il progetto è stato verificato dal RUP in data 26.10.2016 ed infine approvato con Decreto Commissariale del Commissario delegato per l'Alluvione n° 272 del 28.10.2016.

Il progetto esecutivo, descritto dal cap.2 in poi, del quale la presente relazione è parte integrante, costituisce il successivo grado di progettazione del progetto definitivo revisionato menzionato nei precedenti paragrafi..

1.6 Indicazioni della Conferenza dei Servizi

A recepimento delle indicazioni emerse in sede di conferenza dei servizi, è stata valutata l'ipotesi di approfondimento della struttura fondale della briglia a valle del ponte. Ricontrata la correttezza delle ipotesi idrauliche e geotecniche poste a base del calcolo della progettazione definitiva, si conferma la soluzione progettuale che prevede l'approfondimento della fondazione di 3,00m sotto il piano dell'alveo.

2.RELAZIONE SULLO STATO DI PROGETTO

La progettazione esecutiva prevede oltre alla realizzazione del nuovo ponte sul fiume Ufita, al fine di ripristinare la completa funzionalità della viabilità esistente, anche la realizzazione di opere atte a garantire un'idonea difesa idraulica, e in particolare come da progetto definitivo posto a base di gara, sarà realizzata una briglia a valle del nuovo ponte in sostituzione di quella distrutta a seguito degli eventi alluvionali. L'opera di difesa progettata come da relazione STR12 stralcio dell'ex "ELAB. N.09R - Relazione sulle fondazioni" del progetto definitivo, risulta pienamente verificata allo scalzamento e allo scorrimento e per tanto idonea alla realizzazione in alveo. Nel progetto esecutivo, sono inoltre previste la realizzazione di due gabbionate, la prima lato monte rispetto al ponte e posta in adiacenza alla spalla B, di dimensioni 10,00m di lunghezza per 3,00m di altezza, e la seconda posta a valle della spalla B di dimensioni 33,60m di lunghezza per 5,00m di altezza, atte a proteggere la spalla B dall'erosione spondale.

2.1 PONTE SUL FIUME UFITA DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il nuovo ponte sul fiume Ufita in sostituzione di quello esistente danneggiato a seguito della piena del Fiume Ufita conseguenza delle intense precipitazioni piovose abbattutesi sulla provincia di Benevento il 02.12.2013, sarà realizzato in località Apice Scalo sulla strada provinciale n. 163.

2.1.1 Descrizione struttura:

Il nuovo ponte presenta una lunghezza dell'impalcato di circa 85,60m più lunga del ponte esistente di circa 4,00m al fine di poter garantire l'ammorsamento della nuova spalla B ex Spalla 1 lato Apice sull'argine, e non più in alveo come nel ponte esistente per via della mutata geometria dell'alveo, che ha causato fenomeni di erosione con conseguente scalzamento delle fondazioni della spalla esistente, con successivo dissesto delle opere in elevazione.

Il ponte, è costituito da n.3 impalcati, di luce pari a 28,50m. Il ponte in questione è del tipo in calcestruzzo armato, costituito da due spalle denominate A e B e da due pile con fusto di altezza pari 6,20m per la Pila 1, di 9,00m per la Pila 2. L'impalcato sarà realizzato con travi a V in calcestruzzo armato precompresso della SigmaC sostenenti una soletta in calcestruzzo armato. Come schema statico dell'impalcato, si è adottato un sistema con dispositivi di isolamento elastomerici tipo SI-H 500/102 e appoggi multidirezionali tipo VM 300/100/50, entrambi prodotti

dalla FIP, in luogo dei normali appoggi, al fine di disaccoppiare il moto dell'impalcato rispetto a quello delle pile e ridurre in maniera drastica le azioni sismiche orizzontali sulle sottostrutture. Isolando sismicamente il viadotto, o meglio l'impalcato, è possibile ottenere un periodo equivalente di traslazione della sovrastruttura T_{si} di 1,234 sec., molto superiore a quello del sistema pulvino-pile-fondazione. Quindi in caso di sisma avremmo spostamenti derivanti non dalla deformazione della struttura, con la possibilità di lesioni, nei casi peggiori irreversibili, ma dalla deformazione degli isolatori che elasticamente ritornano nella posizione di partenza. Ciò comporta una sicurezza strutturale dell'opera non comparabile con strutture tradizionali. Un'opera di questo tipo risulta pienamente adeguata alla caratteristica di opera strategica e perfettamente in grado di affrontare una vita operativa di oltre 75 anni. L'adozione di un impalcato isolato e di una soletta continua in c.a. sull'impalcato, ha poi suggerito l'utilizzo di giunti trasversali, da installarsi soltanto in corrispondenza delle spalle del tipo GPE 300 prodotto dalla FIP in grado di assorbire lo spostamento massimo longitudinale dell'impalcato, pari 18,5 cm. La tipologia del sistema di fondazione risulta essere costituita, per quanto riguarda le Pile 1 e 2, da un plinto su 9 pali ϕ 1000 trivellati, di lunghezza 21,75m sottostanti una piastra di fondazione delle dimensioni 7,50x7,50m e di altezza pari a 1,50m. Le due spalle A e B, presentano una platea di fondazione delle dimensioni di 14,00x7,50 m e di altezza pari a 1,50 m, posta in testa ai 15 pali trivellati ϕ 1000 di lunghezza 21.75m. Il fusto delle pile è costituito da una sezione resistente del tipo a cassone con uno spessore delle pareti pari a 50cm e avente sezione in pianta del tipo lentiforme nella parte a monte e semicircolare nella parte di valle le cui dimensioni sono riportate nelle immagini seguenti. Il pulvino posto in testa al fusto delle pile è di forma trapezia e risulta avere dimensioni di 10,10m per la base maggiore e di 7,00m per la base minore ed una altezza pari a 1,50m per una profondità di 3,00m. L'impalcato, risulta costituito da n.3 travi in c.a.p. tipo VH160 realizzate in stabilimento dalla Sigma C, con una di lunghezza complessiva delle travi pari a 28,20m e una luce di calcolo di 27,00m. Le travi in tutti i casi sono disposte ad interasse trasversale di 3,00m e sono completate da una soletta in cemento armato dello spessore minimo di 26cm gettata in opera che, oltre a solidarizzare le tre travi trasversalmente, costituisce anche l'elemento di continuità tra le campate contigue. Le tre travi in c.a.p. risultano poggianti su altrettanti baggioli delle dimensioni in pianta di 70x70cm e di altezza 30cm per gli appoggi esterni su isolatori e di 55cm per le travi centrali con appoggio multi direzionale, gli stessi risultano privi di ritegni sismici trasversali non necessari in quanto gli appoggi saranno costituiti da isolatori sismici. Completano la sovrastruttura i trasversi di testata anche essi in calcestruzzo armato gettato in opera posti trasversalmente all'asse dell'impalcato aventi sezione 50x140cm. La presenza dei giunti trasversali è limitata alle sole spalle essendo la soletta del tipo continuo, in base a quanto esposto circa lo schema statico adottato (vedi figure seguenti).

2.1.2 Sezione stradale

La revisione del progetto definitivo e il conseguente abbandono dell'impalcato esistente per incapacità prestazionale dello stesso ha comportato un vantaggio conseguente: si è potuta ampliare la sezione stradale dai 7,00 mt dell'esistente fino ai 8,50 mt di una sezione stradale tipo F2 - Locale extraurbana - con due corsie da 3,5 mt e due banchine da 1,00mt.delle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" del Ministero dei Trasporti 2001. Sono state previste

barriere H4 da ponte e reti anticaduta. Agganciata alla soletta d'impalcato, è prevista una staffatura metallica porta tubo per la condotta D500 dell'Alto Calore, come da figure seguenti.

2.1.3 Prezzi e analisi

E' stato utilizzato il "Prezzario delle Opere Pubbliche della Campania – 2016". Per i prezzi che non hanno trovato riscontro nel prezzario, sono state condotte delle analisi Prezzi. Nelle Analisi Prezzi la % della manodopera e sicurezza è calcolata sulle lavorazioni da effettuarsi e non sul prezzo complessivo applicato.

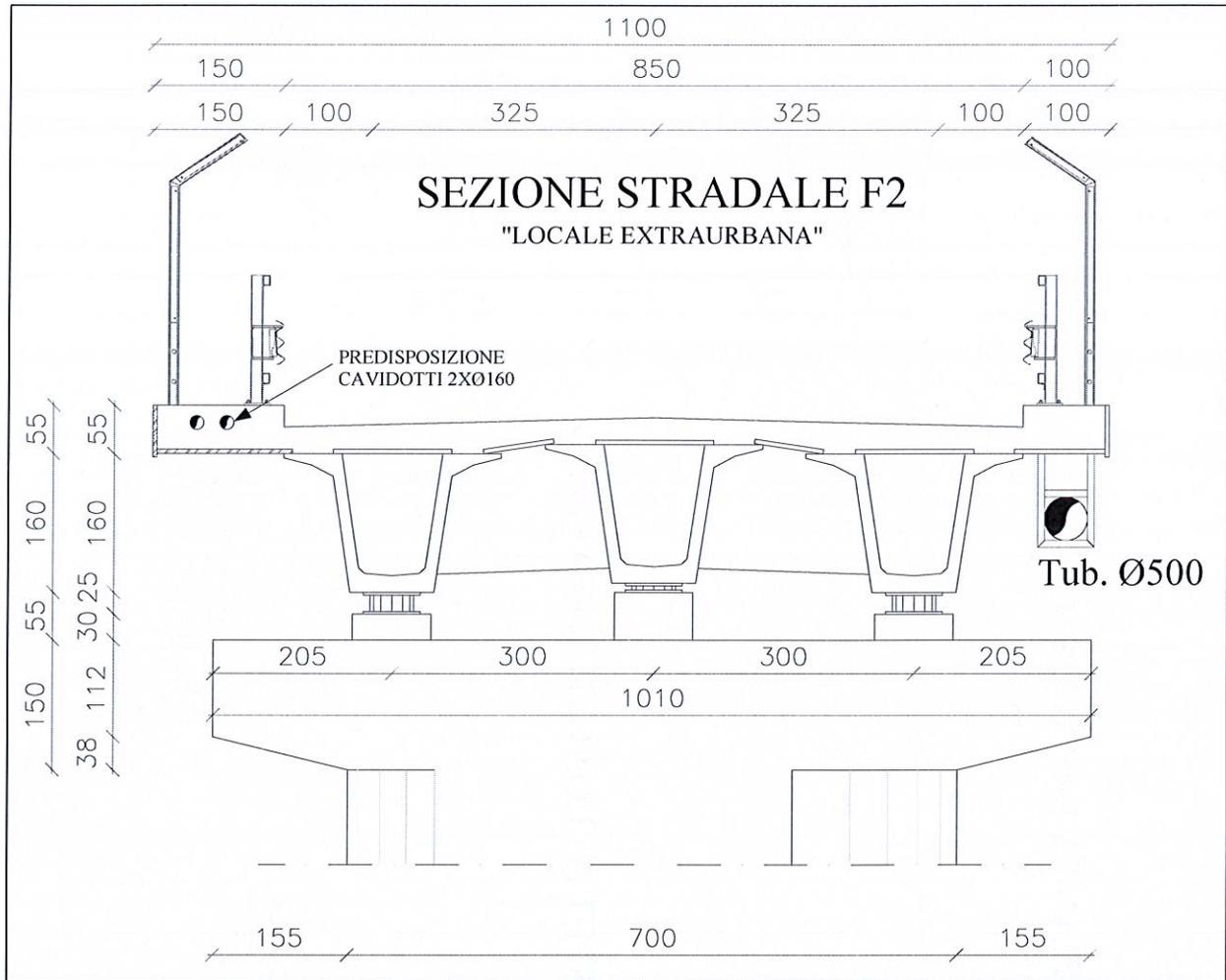
2.1.4 Differenze con il definitivo

Rispetto al progetto definitivo, sono state confermate la gran parte delle lavorazioni, a meno di piccole variazioni, dovute al maggior dettaglio progettuale. In particolare, è stata introdotta una predisposizione per cavidotti, all'interno della soletta del marciapiede d'impalcato, costituita da due tubi D160. Il prezzo dell'impalcato non include l'armatura della soletta, che viene computata a parte. E' stato inserito, all'interno del prezzo della demolizione, il recupero del ferro dell'impalcato esistente al prezzo di mercato. E' stata prevista una opera provvisoria di sostegno della condotta D500 del Consorzio Alto Calore che attualmente attraversa il fiume posizionata su una pensilina lato monte dell'impalcato esistente. Tale opera provvisoria (ponte – tubo), dovrà essere realizzata prima della demolizione dell'impalcato esistente e servirà, durante le lavorazioni per la realizzazione del nuovo ponte, per consentire l'attraversamento del fiume Ufita, da parte della condotta, in condizioni di sicurezza ed igiene. E' stata inoltre prevista una voce per la segnaletica orizzontale e verticale.

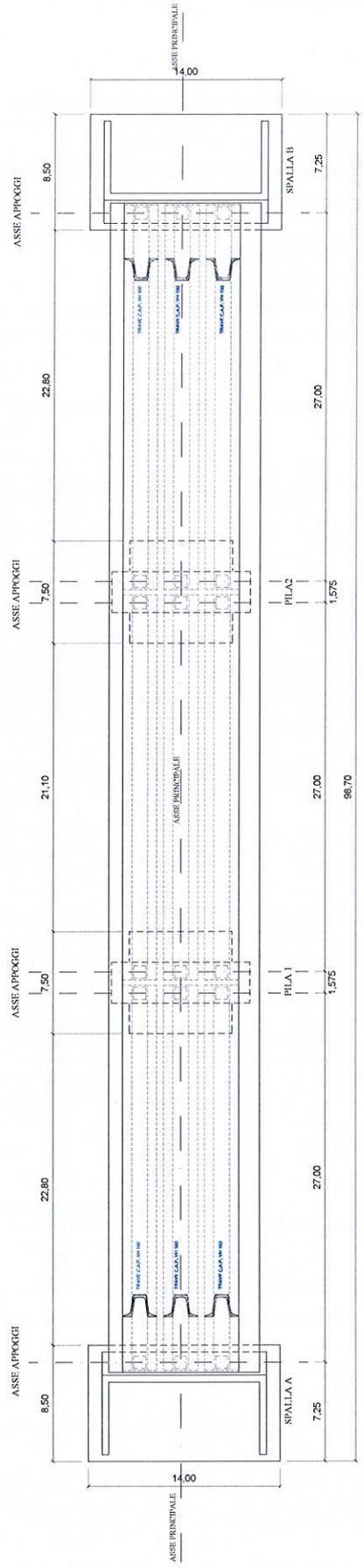
2.1.5 Indicazioni per le migliorie

Qualora l'appalto avvenga con l'offerta economicamente più vantaggiosa di cui al Nuovo Codice degli Appalti, si segnalano delle lavorazioni complementari che sarebbe opportuno realizzare e che non è stato possibile inserire per questioni di capienza economica. Il miglioramento funzionale dell'attraversamento viario del fiume Ufita potrebbe riguardare l'illuminazione del ponte e dei due svincoli di ingresso, Per questioni di inserimento ambientale e di continuità con la struttura da demolire potrebbe essere opportuno il rivestimento in pietra delle pile e delle spalle. Al completamento dell'opera si potrebbe prevedere la realizzazione di piccole difese spondali a corredo della spalla in dx idraulica. Particolare attenzione dovrà essere posta alle interferenze dei sottoservizi in attraversamento del fiume e a quelli posizionati lungo la provinciale lato Apice, in prossimità della frana che ha interessato il piano stradale.

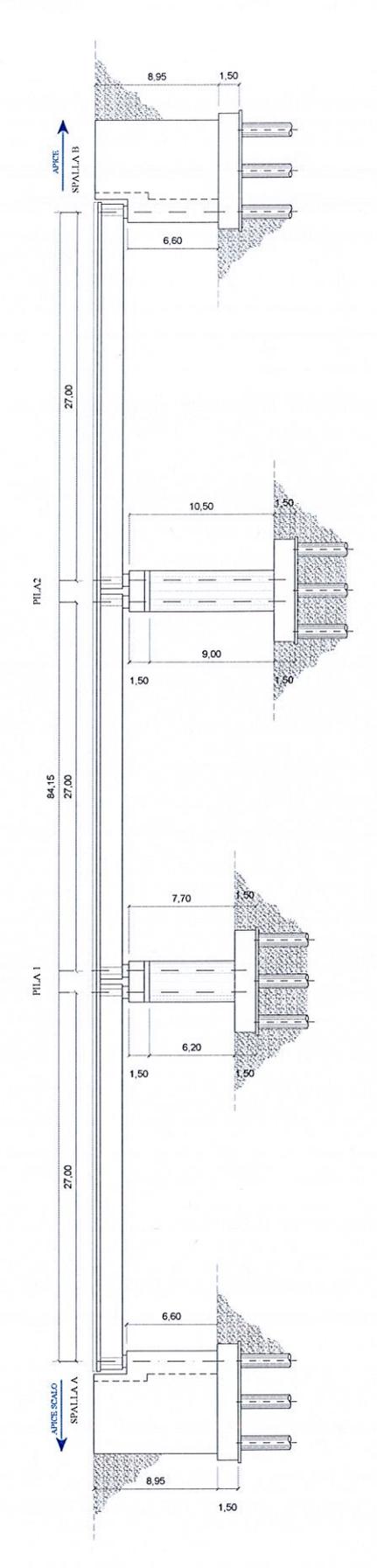
SEZIONE IMPALCATO



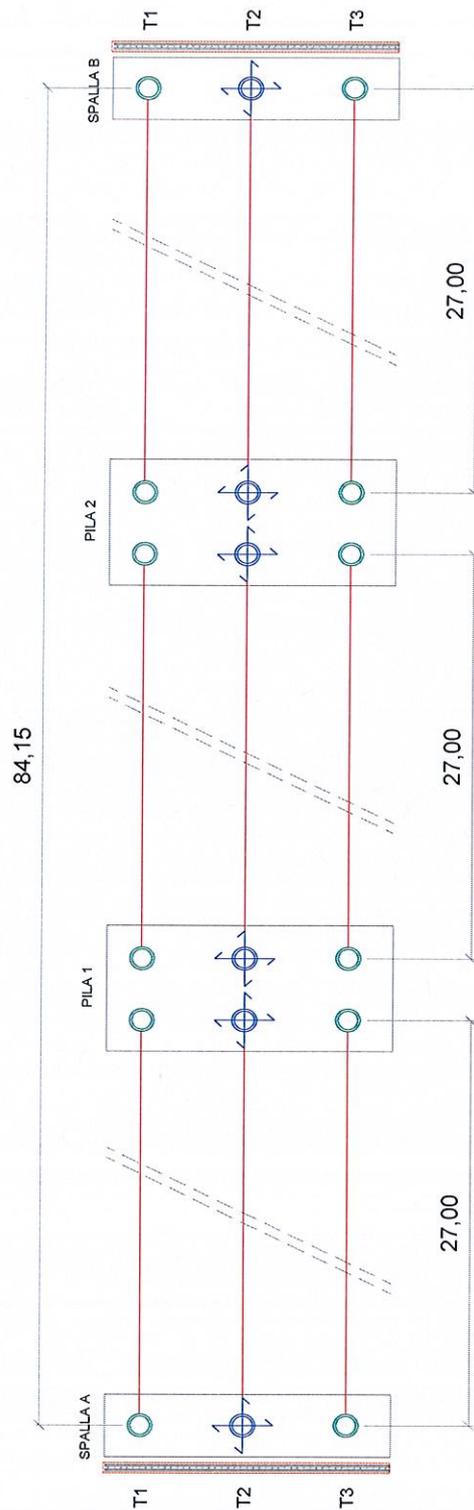
PIANTA IMPALCATO



PROSPETTO LONGITUDINALE



SCHEMA VINCOLI - TIPIZZAZIONE GIUNTI

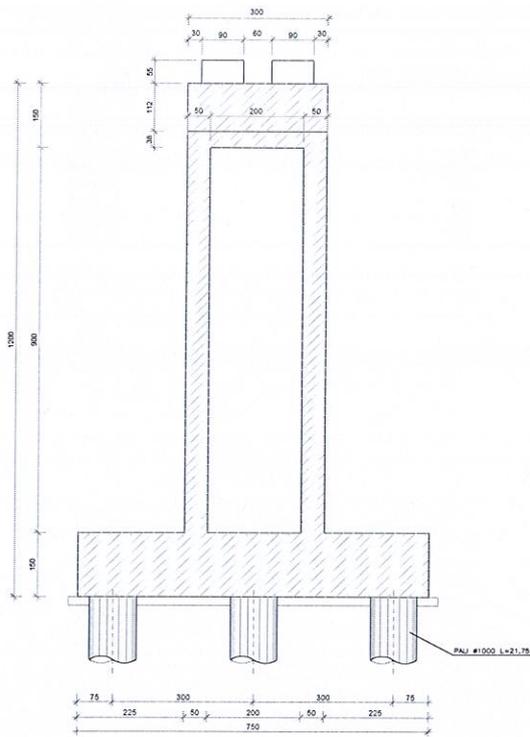


LEGENDA SIMBOLI

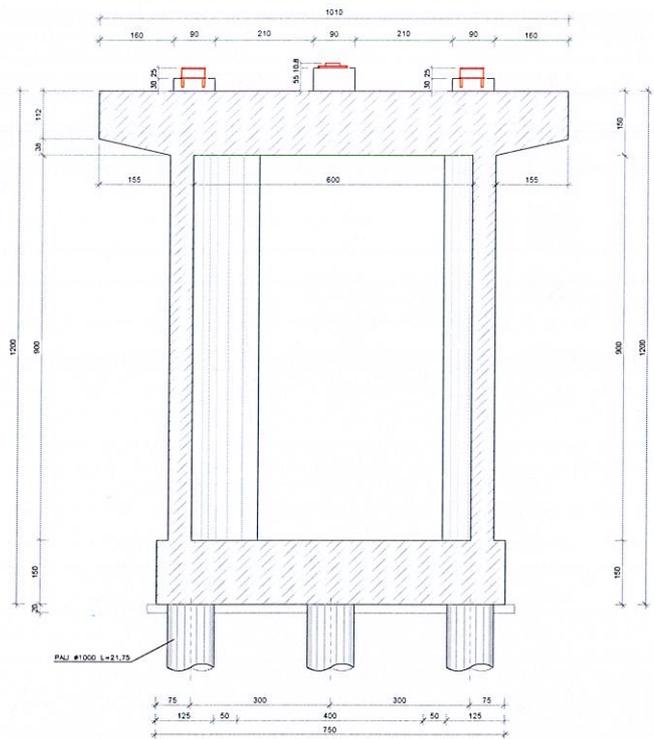
ISOLATORE SISMICO 6650 SIH 500/102	
APPOGGIO MULTIDIREZIONALE	
GIUNTO SISMICO IN GOMMA ARMATA	

PILA 1 - H=10.50 m

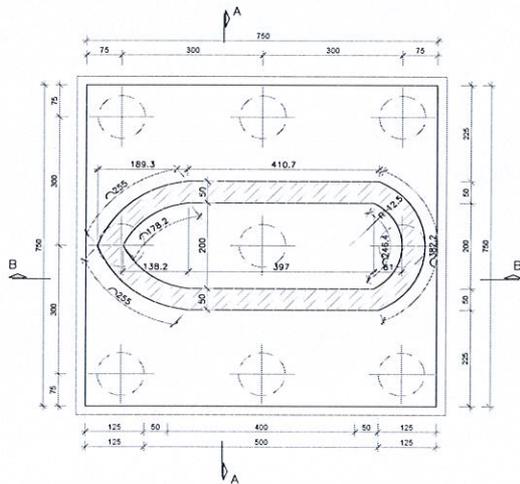
SEZIONE A-A



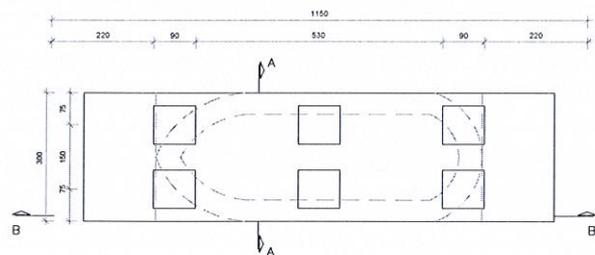
SEZIONE B-B



PIANTA FONDAZIONE

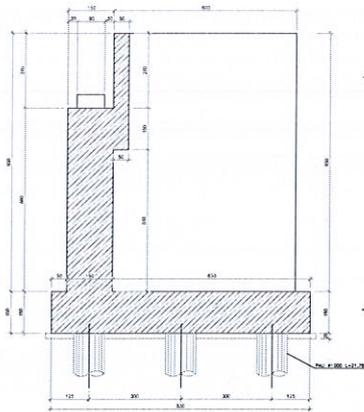


PIANTA PULVINO

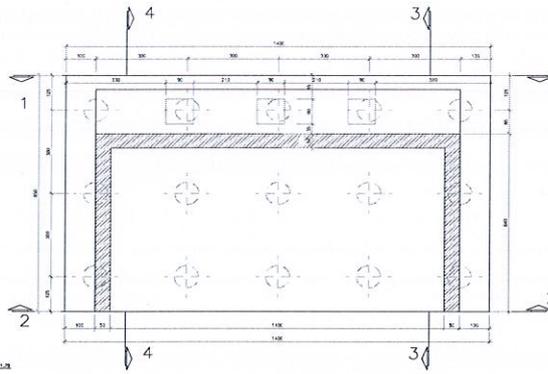


SPALLA A

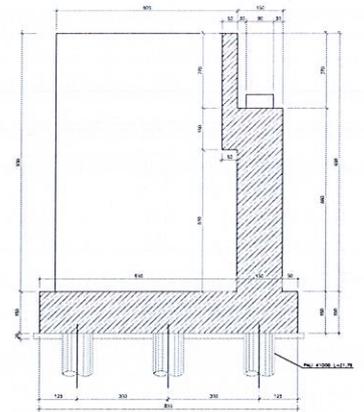
VISTA 4



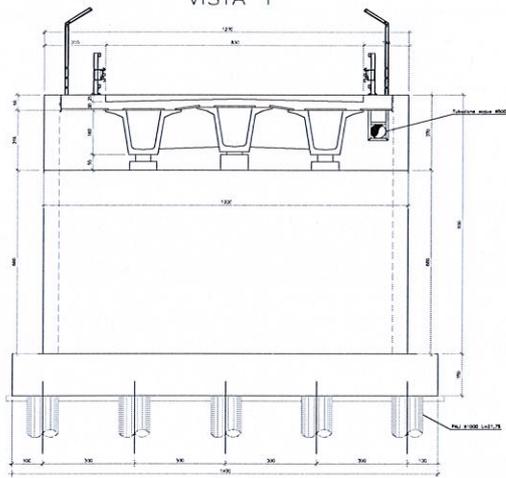
PIANTA FONDAZIONE



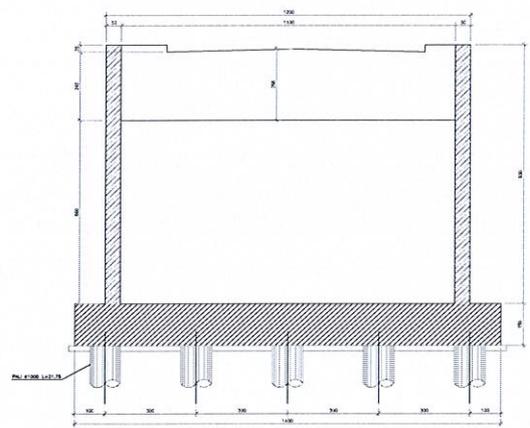
VISTA 3



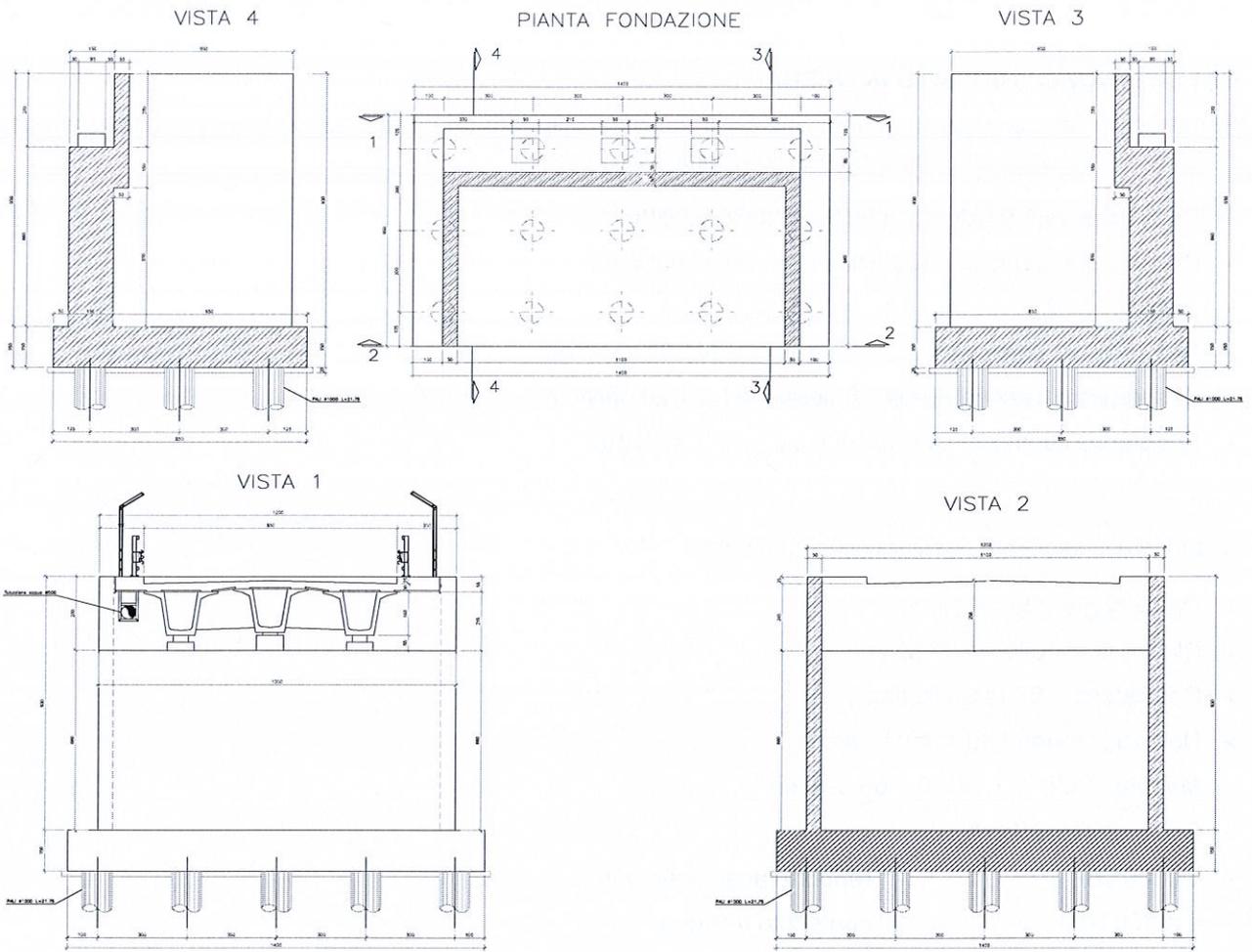
VISTA 1



VISTA 2



SPALLA B



2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

Per le opere da realizzarsi in fondazione quali pali sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C25/30** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 300,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 250,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = 330,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 141,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a trazione media per flessione $f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk(5\%)} = 18 \text{ daN/cm}^2$

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- Dmax aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC2;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = $k \cdot D = 1,64 \cdot 40 = 66 \text{ daN/cm}^2$;
- $R_{cm} \approx 366 \text{ daN/cm}^2$;
- $a/c = 0.50$ rapporto acqua/cemento;
- $a = 175 \text{ litri}$ contenuto d'acqua;
- $c = 350 \text{ daN/m}^3$ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 42,5R";
- $P_a = 1820 \text{ daN/m}^3$ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = $60\% \cdot P_a = 1128 \text{ daN/m}^3$;
- Ghiaia (4-12) = $30\% \cdot P_a = 564 \text{ daN/m}^3$;
- Ghiaione (12-25) = $10\% \cdot P_a = 188 \text{ daN/m}^3$.

Per le opere da realizzarsi in fondazione quali platee e piastre, e in elevazione quali muri in c.a. pareti, pulvini e boggioni, sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C28/35** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 350,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 280,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = 360,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 181,33 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a trazione media per flessione $f_{ctm} = 28 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk(5\%)} = 19,6 \text{ daN/cm}^2$

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- D_{max} aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC3;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = $k \cdot D = 1,64 \cdot 40 = 66$ daN/cm²;
- $R_{cm} \approx 430$ daN/cm²;
- $a/c = 0.48$ rapporto acqua/cemento;
- $a = 165$ litri contenuto d'acqua;
- $c = 350$ daN/m³ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 42,5R";
- $P_a = 1875$ daN/m³ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = 60% * $P_a = 1128$ daN/m³;
- Ghiaia (4-12) = 30% * $P_a = 594$ daN/m³;
- Ghiaione (12-25) = 10% * $P_a = 208$ daN/m³.

Per le opere da realizzarsi in elevazione quale la soletta ed i trasversi in c.a. dell'impalcato sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C35/40** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 400,00$ daN/cm²
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 332,00$ daN/cm²
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = 412,00$ daN/cm²
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 188,13$ daN/cm²
- Resistenza a trazione media per flessione $f_{ctm} = 31$ daN/cm²
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk(5\%)} = 21,7$ daN/cm²

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- D_{max} aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC3;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = $k \cdot D = 1,64 \cdot 40 = 66$ daN/cm²;
- $R_{cm} \approx 430$ daN/cm²;
- $a/c = 0.45$ rapporto acqua/cemento;
- $a = 180$ litri contenuto d'acqua;
- $c = 400$ daN/m³ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 42,5R";
- $P_a = 1875$ daN/m³ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = 60% * $P_a = 1128$ daN/m³;
- Ghiaia (4-12) = 30% * $P_a = 594$ daN/m³;
- Ghiaione (12-25) = 10% * $P_a = 188$ daN/m³.

CALCESTRUZZO PER STRUTTURE PREFABBRICATE

Per le travi in c.a.p. sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C45/55** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 550,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 450,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = 530,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 255,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a trazione media per flessione $f_{ctm} = 45 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk(5\%)} = 26 \text{ daN/cm}^2$

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- Dmax aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC3;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = $k \cdot D = 1,64 \cdot 40 = 66 \text{ daN/cm}^2$;
- $R_{cm} \approx 430 \text{ daN/cm}^2$;
- $a/c = 0.40$ rapporto acqua/cemento;
- $a = 180 \text{ litri}$ contenuto d'acqua;
- $c = 450 \text{ daN/m}^3$ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 52,5R";
- $P_a = 1875 \text{ daN/m}^3$ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = $60\% \cdot P_a = 1128 \text{ daN/m}^3$;
- Ghiaia (4-12) = $30\% \cdot P_a = 594 \text{ daN/m}^3$;
- Ghiaione (12-25) = $10\% \cdot P_a = 208 \text{ daN/m}^3$.

Per il confezionamento dei calcestruzzi verranno utilizzati inerti le cui caratteristiche sono tali da classificarli alla Categoria "A" della UNI 8520/84.

Gli inerti utilizzati avranno dimensioni massime di 25 mm, l'assortimento granulometrico sarà tale da garantire la massima resistenza e l'eliminazione di fenomeni di segregazione:

- Sabbia lavata e ben granata $D = 0.2 \div 4 \text{ mm} \rightarrow 60\%$
- Ghiaietto vagliato $D = 4 \div 12 \text{ mm} \rightarrow 30\%$
- Ghiaia vagliata $D = 12 \div 25 \text{ mm} \rightarrow 10\%$

Gli inerti saranno comunque del tipo in grado di fornire calcestruzzi strutturali. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. Per i calcestruzzi è consentito l'impiego di tutti gli additivi per impasti cementizi previsti dalla norma UNI 7101. Le quantità di cemento e il rapporto a/c saranno tali da soddisfare i limiti previsti da una classe di esposizione XC2 e XC3 di cui alla UNI 11104/04. L'acqua d'impasto sarà priva di sostanze che possano alterare i fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo e corrodere le armature metalliche. Sarà comunque tale da soddisfare le prescrizioni della UNI 8991/89 parte 7°. Le consistenze del

calcestruzzo saranno valutate di volta in volta prima del getto e saranno tali da garantire una buona lavorabilità e l'eliminazione dei fenomeni di segregazione. Classe di consistenza del getto: S4 (slump $16 \div 20$ cm). All'atto del getto nelle casseformi, il calcestruzzo sarà opportunamente vibrato, avendo particolare cura nelle zone d'innesto tra diversi elementi in modo da evitare la formazione di nidi di ghiaia. Il disarmo delle strutture avverrà non prima di 28 giorni.

ACCIAIO PER C.A.

L'acciaio utilizzato per i manufatti in cemento armato è del tipo B 450C controllato in stabilimento le cui caratteristiche di tensione sono:

- Resistenza a trazione $f_{tnom} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{ynom} = 4500 \text{ daN/cm}^2$.
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 4500 \text{ daN/cm}^2$.
- Resistenza a trazione caratteristica $f_{tk} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$
- Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

ACCIAIO PER C.A.P.

L'acciaio utilizzato per i manufatti in cemento armato precompresso è del tipo in trefoli le cui caratteristiche di tensione sono:

- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 18600 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k} \geq 16740 \text{ daN/cm}^2$.
- Tensione di calcolo a rottura $f_{pld} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 16740 / 1,15 = 14556,52 \text{ daN/cm}^2$
- Allungamento sotto carico massimo $A_{gt} \geq 3,5\%$

2.3 VALORI DEI CARICHI UNITARI E ACCIDENTALI ASSUNTI

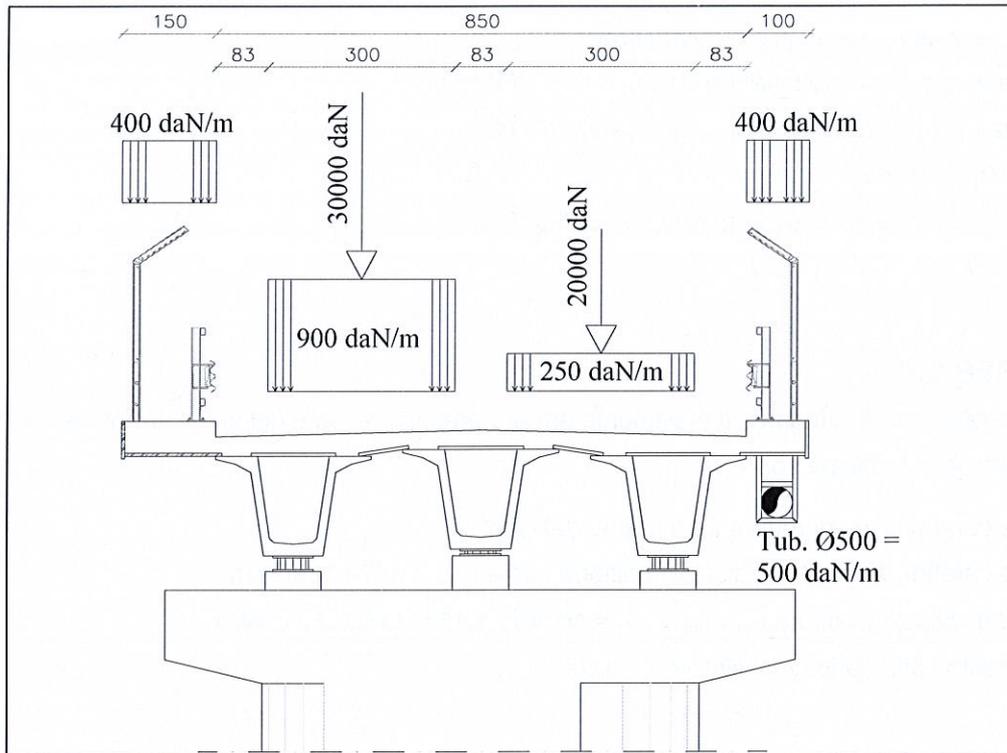
Analisi dei carichi

Si dispongono sull'impalcato delle colonne di carico formate, come previsto dalle NTC 2008 da un carico convenzionale (q_{1a}) posizionato di volta in volta nel modo più sfavorevole e, allineato con questo, un carico uniformemente ripartito (q_{1b}) e posto secondo gli schemi esemplificativi riportati in seguito. Di questi valori di carico vengono prese delle aliquote percentuali a seconda della categoria del ponte e della colonna a cui appartengono. Tutti i carichi mobili vengono amplificati da un coefficiente di incremento dinamico determinato in base alla specifica verifica da eseguire che secondo la normativa vigente è posto pari ad 1 in quanto l'incremento dinamico, risulta già inglobato nel valore del carico mobile da considerare.

Categoria ponte : Ponte Stradale di 1^a Categoria.

La disposizione delle colonne di carico mobile è quella massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. Data la lunghezza della corsia di 8,50m non compresa di marciapiede, le colonne di carichi mobili da considerare saranno 2 disposte trasversalmente come rappresentato nella seguente figura.

Disposizione trasversale colonne di carico



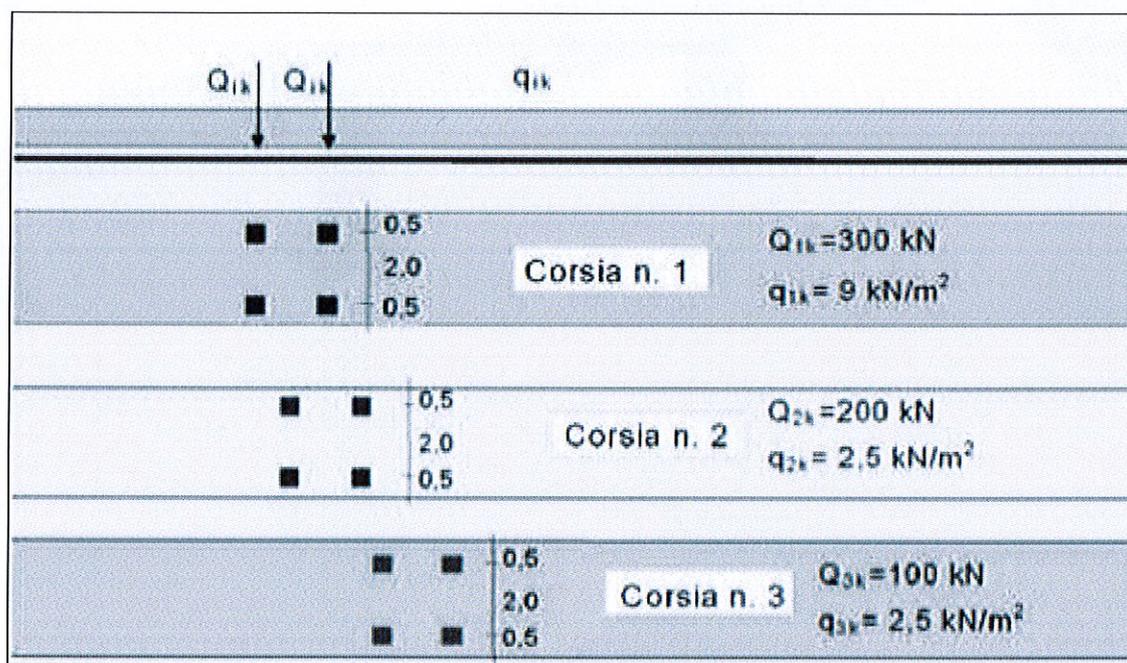
1) Carichi permanenti portati Impalcato per m

Marciapiede in c.a. (1,50x0,25)x2500=	938 daN/m
Cordolo in c.a. (1,00x0,25)x2500=	625 daN/m
Barriera: 100 Kg/ml =	100 daN/m
Sicurvia: 100 Kg/ml =	100 daN/m
Tubazione in acciaio ϕ 500 (peso tubo 65daN/m) 65+200=	265daN/m
Pavimentazione c. bituminoso (5cm binder + 3cm tappetino) 0,08x1,00x2000=	160 daN/m

2) Carichi mobili impalcato per asse e carico distribuito (tabella 5.1.II N.T.C. 2008)

	Q (daN)	q (daN/m ²)	Larghezza (m)
Corsia n.1	30000	900	3,00
Corsia n.2	20000	250	3,00
Marciapiede		400	1,50
Cordolo		400	1,00

Disposizione longitudinale e in pianta colonne di carico impalcato. Schema di carico 1



3) Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tabella 5.1.V N.T.C. 2008)

	EQU	A1 STR	A2 GEO
$\gamma_{Q,q(\text{traffico})}$	1,35	1,35	1,15
$\gamma_{Q(\text{vento})}$	1,50	1,50	1,30

6) Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tabella 5.1.VI N.T.C. 2008)

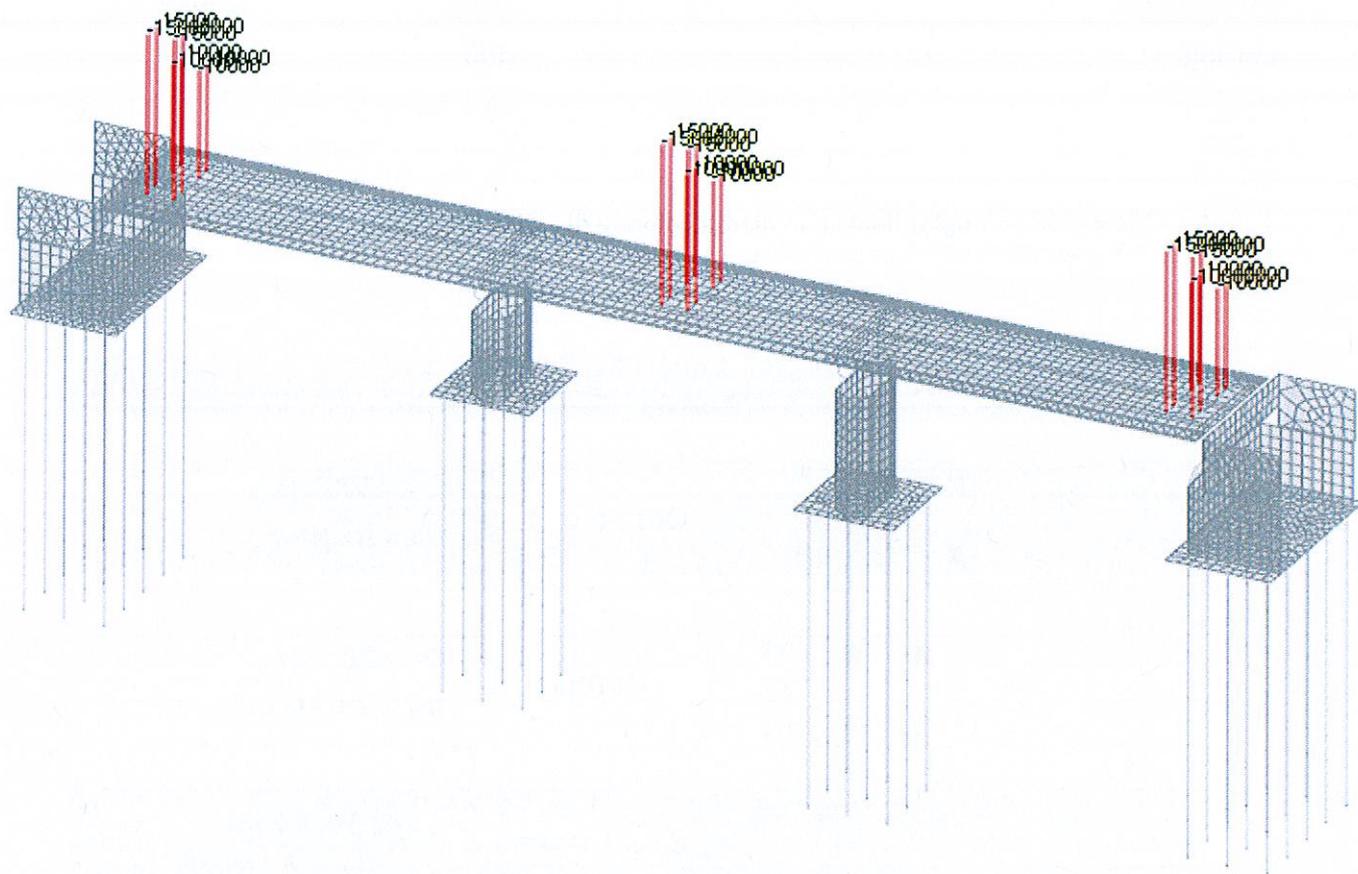
	ψ_1	ψ_2	ψ_3
$\Psi_{Q(\text{traffico})}$	0,75	0,75	0,00
$\Psi_{q(\text{traffico})}$	0,40	0,40	0,00

$\Psi(\text{vento})$

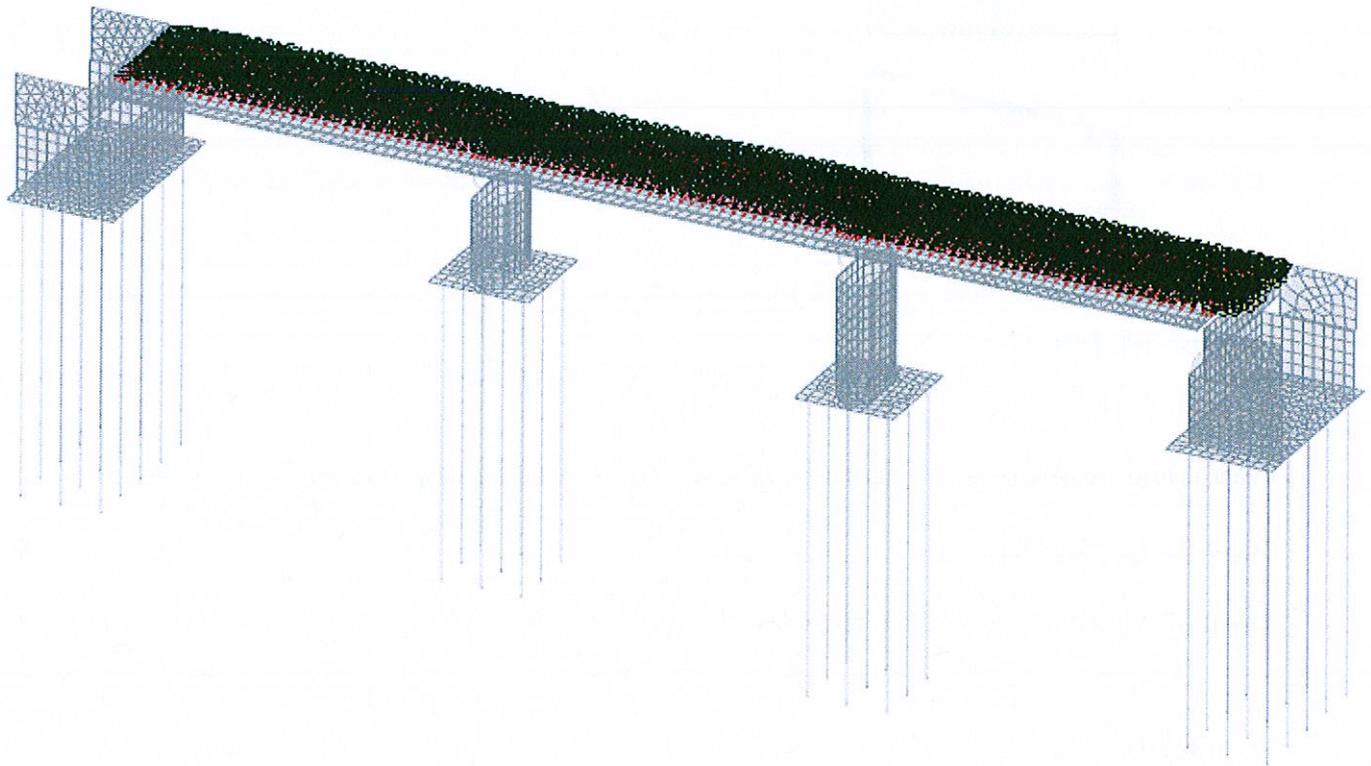
0,60

0,20

0,00



Carichi in Condizione Carico mobile Q



Carichi in Condizione Carico mobile q

Analisi dei carichi per azioni dovute alla neve

Normative di riferimento

- Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008 (NTC)
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009

Località: Benevento

Zona: III

Quota s.l.m.: 155 m

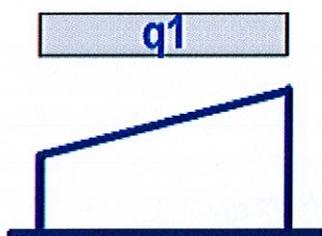
Carico neve al suolo caratteristico q_{sk} : 0,60 kN/m

Coefficiente di esposizione C_e : 1,00

Coefficiente termico C_t : 1,00

Peso per unità di volume della neve: 2,00 kN/m³

Carico distribuito su copertura piana ad una falda



Inclinazione della falda: 0 %

Larghezza della falde: 11 m

Il carico provocato della neve sulla copertura è valutato mediante la seguente espressione (3.3.7 - NTC 08):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove μ_i è il coefficiente di forma della copertura.

$$q_1 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi per azioni dovute alle variazioni termiche

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Analisi dei carichi per azioni dovute al vento

Normative di riferimento

- Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008 (NTC)
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009

Località: Campania

Zona: 3

Quota s.l.m.: 155 m

Velocità di riferimento: 27,00 m/s

Tipo di superficie: Sup. liscia (acciaio, cemento a faccia liscia...)

Coefficiente di attrito: 0,01

Coefficiente dinamico: 1,00

Categoria di esposizione: IV

Densità dell'aria: 1,25 kN/m³

Azioni su travi

Tipo di trave: travi multiple

Altezza da terra della trave: 9,00 m

Superficie delimitata dal contorno della trave: 1 012,00 m²

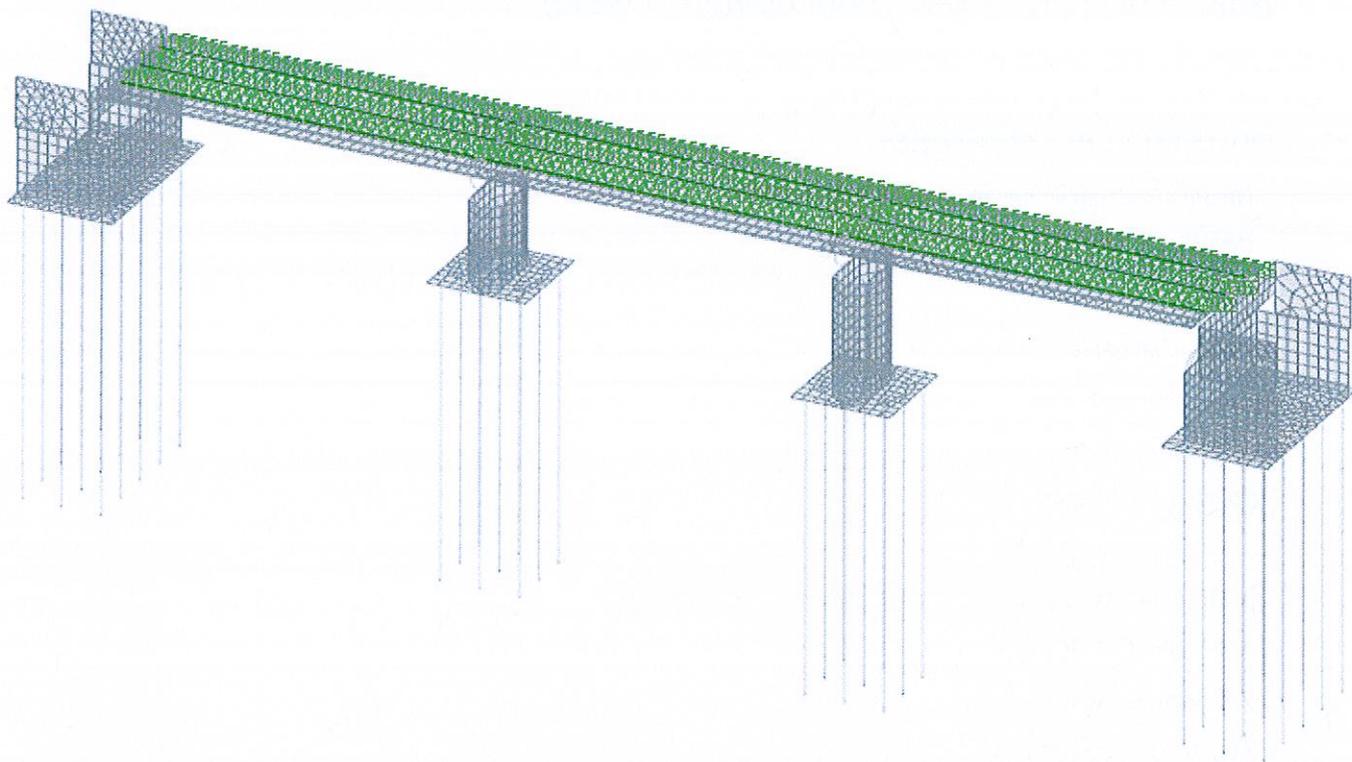
Superficie della parte piena della trave: 295,00 m²

Altezza delle travi: 1,60 m

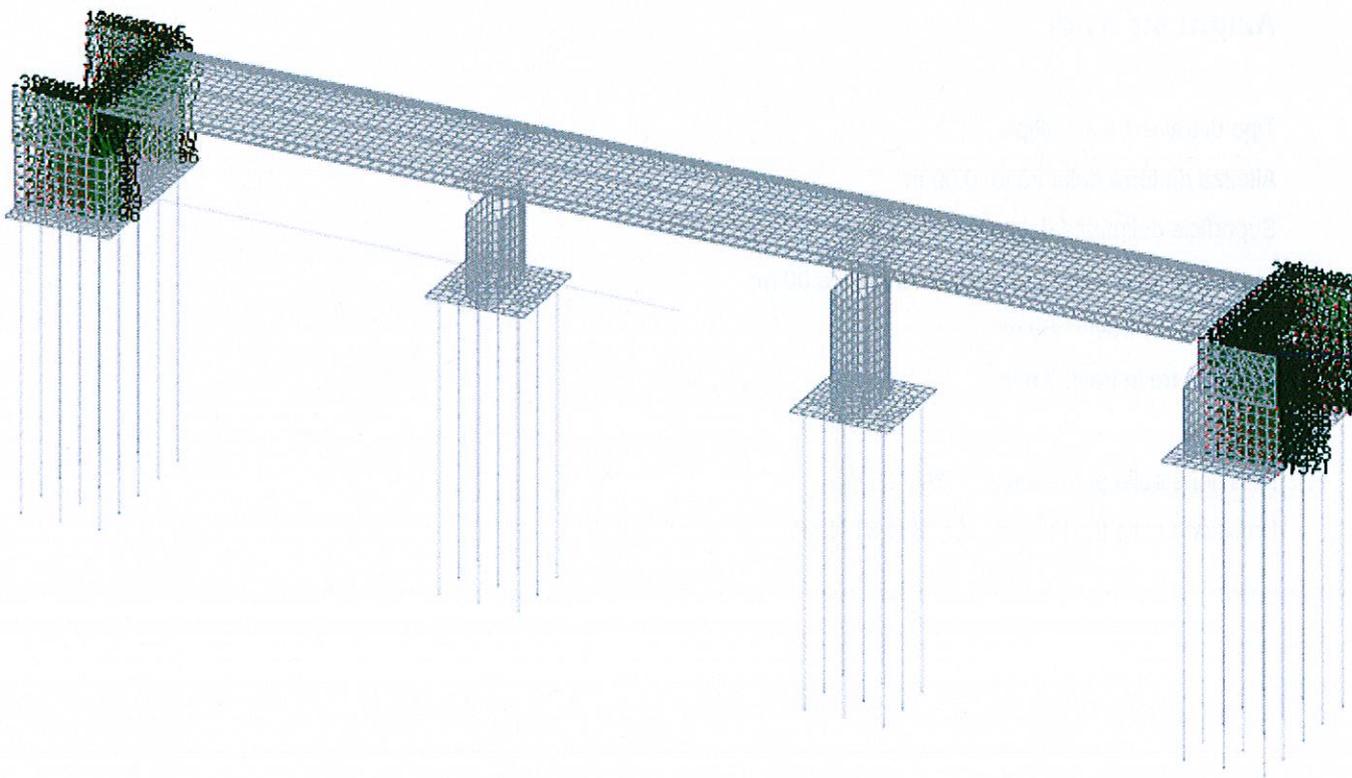
Distanza tra le travi: 3,5 m

Pressione sulla prima trave: 1 257,05 N/m²

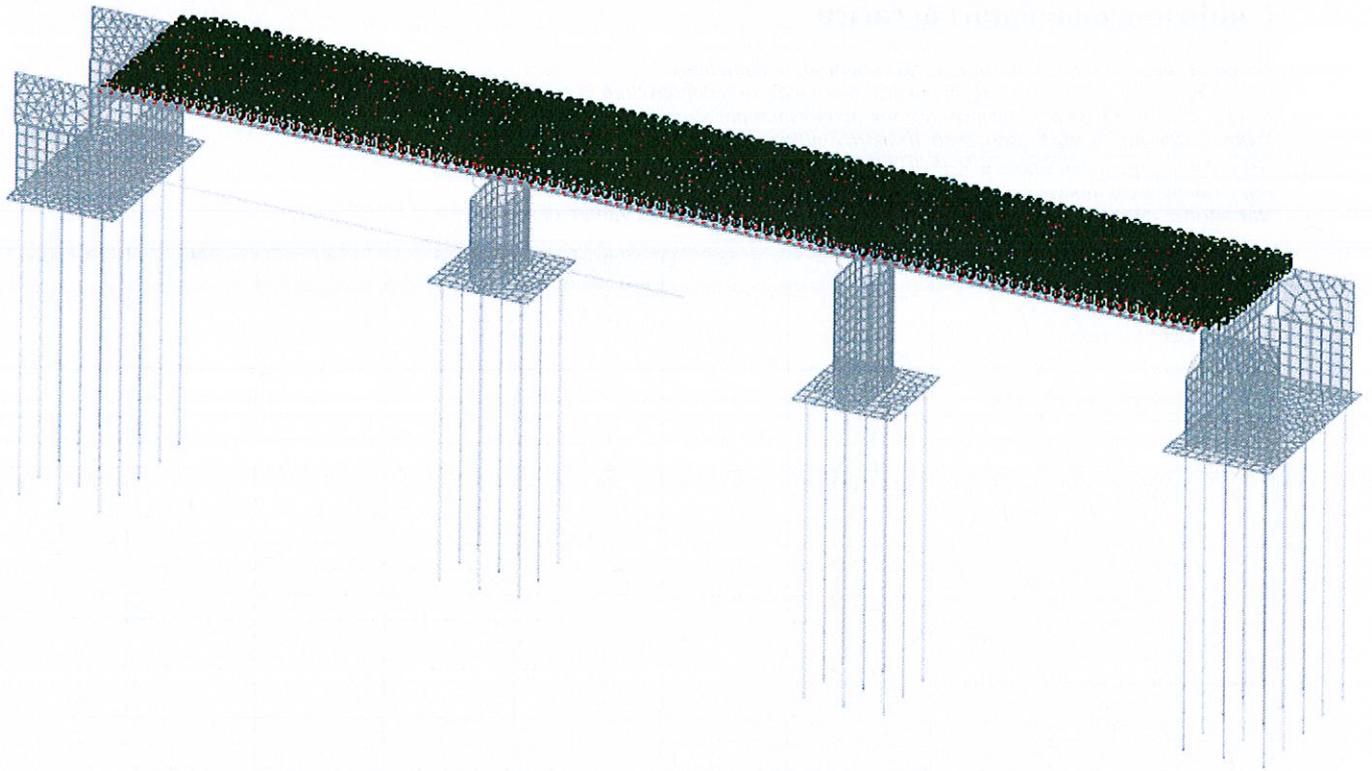
Pressione sulle travi successive: 844,81 N/m²



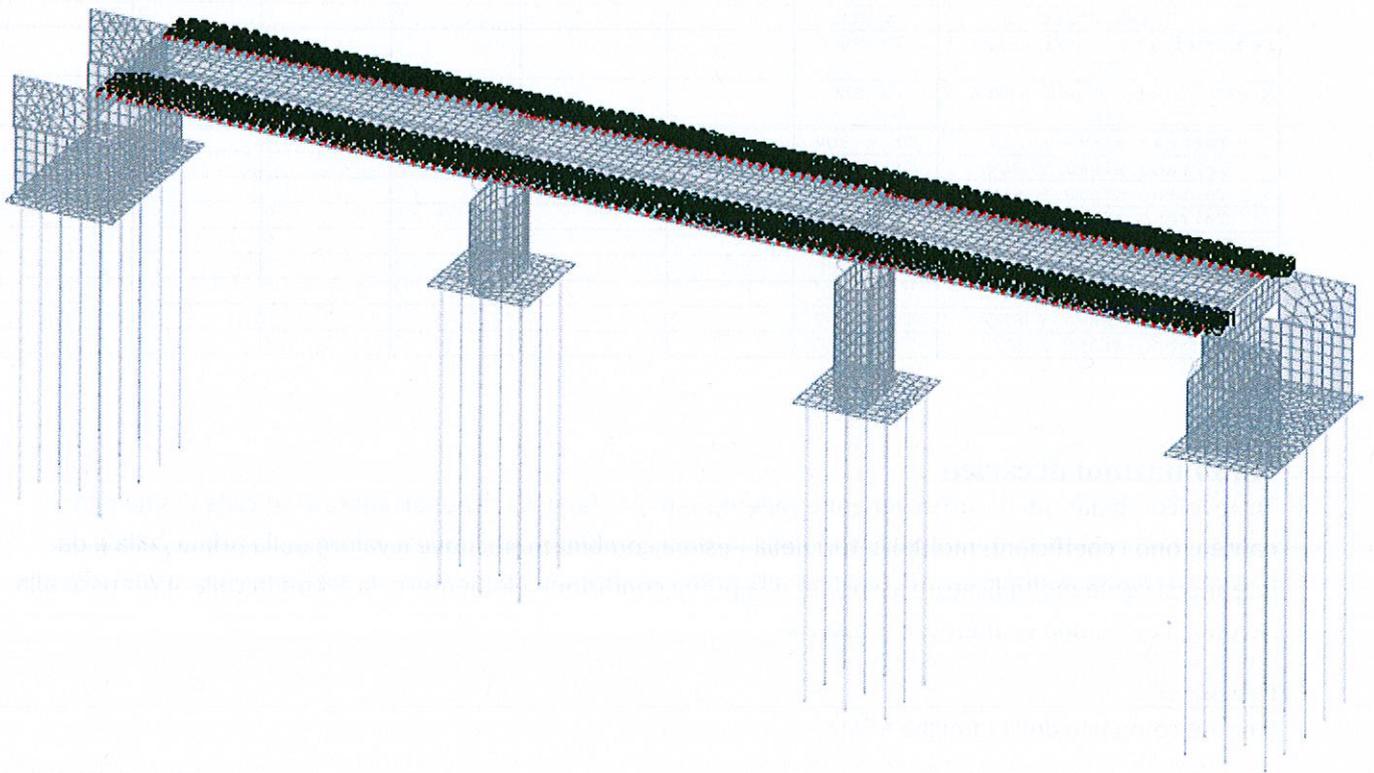
Carichi in Condizione Vento



Carichi in Condizione Pesi strutturali



Carichi in Condizione Permanenti portati



Carichi in Condizione Variabile C

Condizioni elementari di carico

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.

I/II: descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

Durata: descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

Psi0: coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

Psi1: coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

Psi2: coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

Var.segno: descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	I/II	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var.segno
Pesi strutturali	Pesi		Permanente	0	0	0	
Permanenti portati	Port.	I	Permanente	0	0	0	
Carico mobile Q	Carico mobile Q	I	Media	0.75	0.75	0	
Carico mobile q	Carico mobile q	I	Media	0.4	0.4	0	
Vento	Vento	I	Media	0.6	0.2	0	
Neve	Neve	I	Media	0	0	0	
Variabile C	Variabile C	I	Media	0.7	0.7	0	
Delta T	Dt	II	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV			0	0	0	
Sisma Y SLV	Y SLV			0	0	0	
Sisma Z SLV	Z SLV			0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV			0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV			0	0	0	
Sisma X SLD	X SLD			0	0	0	
Sisma Y SLD	Y SLD			0	0	0	
Sisma Z SLD	Z SLD			0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD			0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD			0	0	0	
Sisma X SLC	X SLC			0	0	0	
Sisma Y SLC	Y SLC			0	0	0	
Sisma Z SLC	Z SLC			0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLC	EY SLC			0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLC	EX SLC			0	0	0	
Terreno sisma X SLV	Tr x SLV			0	0	0	
Terreno sisma Y SLV	Tr y SLV			0	0	0	
Terreno sisma Z SLV	Tr z SLV			0	0	0	
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD			0	0	0	
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD			0	0	0	
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD			0	0	0	
Terreno sisma X SLC	Tr x SLC			0	0	0	
Terreno sisma Y SLC	Tr y SLC			0	0	0	
Terreno sisma Z SLC	Tr z SLC			0	0	0	

Combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLU 1	1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	0
2	SLU 2	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLE RA 1	1	1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLE FR 1	1	1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0	0

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLD 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLD 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLD 3	1	1	0	0	0	0	0	0
4	SLD 4	1	1	0	0	0	0	0	0
5	SLD 5	1	1	0	0	0	0	0	0
6	SLD 6	1	1	0	0	0	0	0	0
7	SLD 7	1	1	0	0	0	0	0	0
8	SLD 8	1	1	0	0	0	0	0	0
9	SLD 9	1	1	0	0	0	0	0	0
10	SLD 10	1	1	0	0	0	0	0	0
11	SLD 11	1	1	0	0	0	0	0	0
12	SLD 12	1	1	0	0	0	0	0	0
13	SLD 13	1	1	0	0	0	0	0	0
14	SLD 14	1	1	0	0	0	0	0	0
15	SLD 15	1	1	0	0	0	0	0	0
16	SLD 16	1	1	0	0	0	0	0	0
17	SLD 17	1	1	0	0	0	0	0	0
18	SLD 18	1	1	0	0	0	0	0	0
19	SLD 19	1	1	0	0	0	0	0	0
20	SLD 20	1	1	0	0	0	0	0	0
21	SLD 21	1	1	0	0	0	0	0	0
22	SLD 22	1	1	0	0	0	0	0	0
23	SLD 23	1	1	0	0	0	0	0	0
24	SLD 24	1	1	0	0	0	0	0	0
25	SLD 25	1	1	0	0	0	0	0	0
26	SLD 26	1	1	0	0	0	0	0	0
27	SLD 27	1	1	0	0	0	0	0	0
28	SLD 28	1	1	0	0	0	0	0	0
29	SLD 29	1	1	0	0	0	0	0	0
30	SLD 30	1	1	0	0	0	0	0	0
31	SLD 31	1	1	0	0	0	0	0	0
32	SLD 32	1	1	0	0	0	0	0	0
33	SLD 33	1	1	0	0	0	0	0	0
34	SLD 34	1	1	0	0	0	0	0	0
35	SLD 35	1	1	0	0	0	0	0	0
36	SLD 36	1	1	0	0	0	0	0	0
37	SLD 37	1	1	0	0	0	0	0	0
38	SLD 38	1	1	0	0	0	0	0	0
39	SLD 39	1	1	0	0	0	0	0	0
40	SLD 40	1	1	0	0	0	0	0	0
41	SLD 41	1	1	0	0	0	0	0	0
42	SLD 42	1	1	0	0	0	0	0	0
43	SLD 43	1	1	0	0	0	0	0	0
44	SLD 44	1	1	0	0	0	0	0	0
45	SLD 45	1	1	0	0	0	0	0	0
46	SLD 46	1	1	0	0	0	0	0	0
47	SLD 47	1	1	0	0	0	0	0	0
48	SLD 48	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-1	-0.3	-0.3	-1	0.3	-1	-0.3	-0.3
2	SLD 2	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	-0.3
3	SLD 3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3	0.3
4	SLD 4	-1	-0.3	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	0.3
5	SLD 5	-1	0.3	-0.3	-1	0.3	-1	0.3	-0.3
6	SLD 6	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3	-0.3
7	SLD 7	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3	0.3
8	SLD 8	-1	0.3	0.3	1	-0.3	-1	0.3	0.3
9	SLD 9	-0.3	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3
10	SLD 10	-0.3	-1	-0.3	0.3	-1	-0.3	-1	-0.3
11	SLD 11	-0.3	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3
12	SLD 12	-0.3	-1	0.3	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
13	SLD 13	-0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-1
14	SLD 14	-0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-1
15	SLD 15	-0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	1
16	SLD 16	-0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	1
17	SLD 17	-0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1
18	SLD 18	-0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-1
19	SLD 19	-0.3	0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	1
20	SLD 20	-0.3	0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	1
21	SLD 21	-0.3	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3
22	SLD 22	-0.3	1	-0.3	0.3	-1	-0.3	1	-0.3
23	SLD 23	-0.3	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3
24	SLD 24	-0.3	1	0.3	0.3	-1	-0.3	1	0.3
25	SLD 25	0.3	-1	-0.3	-0.3	1	0.3	-1	-0.3
26	SLD 26	0.3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3
27	SLD 27	0.3	-1	0.3	-0.3	1	0.3	-1	0.3
28	SLD 28	0.3	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3
29	SLD 29	0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-1
30	SLD 30	0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1
31	SLD 31	0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1
32	SLD 32	0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1
33	SLD 33	0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	0.3	-1
34	SLD 34	0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	0.3	-1
35	SLD 35	0.3	0.3	1	-0.3	0.3	0.3	0.3	1
36	SLD 36	0.3	0.3	1	0.3	-0.3	0.3	0.3	1
37	SLD 37	0.3	1	-0.3	-0.3	1	0.3	1	-0.3
38	SLD 38	0.3	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3
39	SLD 39	0.3	1	0.3	-0.3	1	0.3	1	0.3
40	SLD 40	0.3	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3
41	SLD 41	1	-0.3	-0.3	-1	0.3	1	-0.3	-0.3
42	SLD 42	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3	-0.3
43	SLD 43	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3	0.3
44	SLD 44	1	-0.3	0.3	1	-0.3	1	-0.3	0.3
45	SLD 45	1	0.3	-0.3	-1	0.3	1	0.3	-0.3
46	SLD 46	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3	-0.3
47	SLD 47	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3	0.3
48	SLD 48	1	0.3	0.3	1	-0.3	1	0.3	0.3

Famiglia SLV sovrastruttura

Il nome compatto della famiglia è SLVSOV.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLVSOV 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLVSOV 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLVSOV 3	1	1	0	0	0	0	0	0
4	SLVSOV 4	1	1	0	0	0	0	0	0
5	SLVSOV 5	1	1	0	0	0	0	0	0
6	SLVSOV 6	1	1	0	0	0	0	0	0
7	SLVSOV 7	1	1	0	0	0	0	0	0
8	SLVSOV 8	1	1	0	0	0	0	0	0
9	SLVSOV 9	1	1	0	0	0	0	0	0
10	SLVSOV 10	1	1	0	0	0	0	0	0
11	SLVSOV 11	1	1	0	0	0	0	0	0
12	SLVSOV 12	1	1	0	0	0	0	0	0
13	SLVSOV 13	1	1	0	0	0	0	0	0
14	SLVSOV 14	1	1	0	0	0	0	0	0
15	SLVSOV 15	1	1	0	0	0	0	0	0
16	SLVSOV 16	1	1	0	0	0	0	0	0
17	SLVSOV 17	1	1	0	0	0	0	0	0
18	SLVSOV 18	1	1	0	0	0	0	0	0
19	SLVSOV 19	1	1	0	0	0	0	0	0
20	SLVSOV 20	1	1	0	0	0	0	0	0
21	SLVSOV 21	1	1	0	0	0	0	0	0
22	SLVSOV 22	1	1	0	0	0	0	0	0
23	SLVSOV 23	1	1	0	0	0	0	0	0
24	SLVSOV 24	1	1	0	0	0	0	0	0
25	SLVSOV 25	1	1	0	0	0	0	0	0
26	SLVSOV 26	1	1	0	0	0	0	0	0
27	SLVSOV 27	1	1	0	0	0	0	0	0
28	SLVSOV 28	1	1	0	0	0	0	0	0
29	SLVSOV 29	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
30	SLVSOV 30	1	1	0	0	0	0	0	0
31	SLVSOV 31	1	1	0	0	0	0	0	0
32	SLVSOV 32	1	1	0	0	0	0	0	0
33	SLVSOV 33	1	1	0	0	0	0	0	0
34	SLVSOV 34	1	1	0	0	0	0	0	0
35	SLVSOV 35	1	1	0	0	0	0	0	0
36	SLVSOV 36	1	1	0	0	0	0	0	0
37	SLVSOV 37	1	1	0	0	0	0	0	0
38	SLVSOV 38	1	1	0	0	0	0	0	0
39	SLVSOV 39	1	1	0	0	0	0	0	0
40	SLVSOV 40	1	1	0	0	0	0	0	0
41	SLVSOV 41	1	1	0	0	0	0	0	0
42	SLVSOV 42	1	1	0	0	0	0	0	0
43	SLVSOV 43	1	1	0	0	0	0	0	0
44	SLVSOV 44	1	1	0	0	0	0	0	0
45	SLVSOV 45	1	1	0	0	0	0	0	0
46	SLVSOV 46	1	1	0	0	0	0	0	0
47	SLVSOV 47	1	1	0	0	0	0	0	0
48	SLVSOV 48	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLVSOV 1	-0.667	-0.2	-0.2	-0.667	0.2	-0.667	-0.2	-0.2
2	SLVSOV 2	-0.667	-0.2	-0.2	0.667	-0.2	-0.667	-0.2	-0.2
3	SLVSOV 3	-0.667	-0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.667	-0.2	0.2
4	SLVSOV 4	-0.667	-0.2	0.2	0.667	-0.2	-0.667	-0.2	0.2
5	SLVSOV 5	-0.667	0.2	-0.2	-0.667	0.2	-0.667	0.2	-0.2
6	SLVSOV 6	-0.667	0.2	-0.2	0.667	-0.2	-0.667	0.2	-0.2
7	SLVSOV 7	-0.667	0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.667	0.2	0.2
8	SLVSOV 8	-0.667	0.2	0.2	0.667	-0.2	-0.667	0.2	0.2
9	SLVSOV 9	-0.2	-0.667	-0.2	-0.2	0.667	-0.2	-0.667	-0.2
10	SLVSOV 10	-0.2	-0.667	-0.2	0.2	-0.667	-0.2	-0.667	-0.2
11	SLVSOV 11	-0.2	-0.667	0.2	-0.2	0.667	-0.2	-0.667	0.2
12	SLVSOV 12	-0.2	-0.667	0.2	0.2	-0.667	-0.2	-0.667	0.2
13	SLVSOV 13	-0.2	-0.2	-0.667	-0.2	0.2	-0.2	-0.2	-0.667
14	SLVSOV 14	-0.2	-0.2	-0.667	0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.667
15	SLVSOV 15	-0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.2	-0.2	-0.2	0.667
16	SLVSOV 16	-0.2	-0.2	0.667	0.2	-0.2	-0.2	-0.2	0.667
17	SLVSOV 17	-0.2	0.2	-0.667	-0.2	0.2	-0.2	0.2	-0.667
18	SLVSOV 18	-0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.2	-0.2	0.2	-0.667
19	SLVSOV 19	-0.2	0.2	0.667	-0.2	0.2	-0.2	0.2	0.667
20	SLVSOV 20	-0.2	0.2	0.667	0.2	-0.2	-0.2	0.2	0.667
21	SLVSOV 21	-0.2	0.667	-0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.667	-0.2
22	SLVSOV 22	-0.2	0.667	-0.2	0.2	-0.667	-0.2	0.667	-0.2
23	SLVSOV 23	-0.2	0.667	0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.667	0.2
24	SLVSOV 24	-0.2	0.667	0.2	0.2	-0.667	-0.2	0.667	0.2
25	SLVSOV 25	0.2	-0.667	-0.2	-0.2	0.667	0.2	-0.667	-0.2
26	SLVSOV 26	0.2	-0.667	-0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.667	-0.2
27	SLVSOV 27	0.2	-0.667	0.2	-0.2	0.667	0.2	-0.667	0.2
28	SLVSOV 28	0.2	-0.667	0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.667	0.2
29	SLVSOV 29	0.2	-0.2	-0.667	-0.2	0.2	0.2	-0.2	-0.667
30	SLVSOV 30	0.2	-0.2	-0.667	0.2	-0.2	0.2	-0.2	-0.667
31	SLVSOV 31	0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.2	0.2	-0.2	0.667
32	SLVSOV 32	0.2	-0.2	0.667	0.2	-0.2	0.2	-0.2	0.667
33	SLVSOV 33	0.2	0.2	-0.667	-0.2	0.2	0.2	0.2	-0.667
34	SLVSOV 34	0.2	0.2	-0.667	0.2	-0.2	0.2	0.2	-0.667
35	SLVSOV 35	0.2	0.2	0.667	-0.2	0.2	0.2	0.2	0.667
36	SLVSOV 36	0.2	0.2	0.667	0.2	-0.2	0.2	0.2	0.667
37	SLVSOV 37	0.2	0.667	-0.2	-0.2	0.667	0.2	0.667	-0.2
38	SLVSOV 38	0.2	0.667	-0.2	0.2	-0.667	0.2	0.667	-0.2
39	SLVSOV 39	0.2	0.667	0.2	-0.2	0.667	0.2	0.667	0.2
40	SLVSOV 40	0.2	0.667	0.2	0.2	-0.667	0.2	0.667	0.2
41	SLVSOV 41	0.667	-0.2	-0.2	-0.667	0.2	0.667	-0.2	-0.2
42	SLVSOV 42	0.667	-0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.667	-0.2	-0.2
43	SLVSOV 43	0.667	-0.2	0.2	-0.667	0.2	0.667	-0.2	0.2
44	SLVSOV 44	0.667	-0.2	0.2	0.667	-0.2	0.667	-0.2	0.2
45	SLVSOV 45	0.667	0.2	-0.2	-0.667	0.2	0.667	0.2	-0.2
46	SLVSOV 46	0.667	0.2	-0.2	0.667	-0.2	0.667	0.2	-0.2
47	SLVSOV 47	0.667	0.2	0.2	-0.667	0.2	0.667	0.2	0.2
48	SLVSOV 48	0.667	0.2	0.2	0.667	-0.2	0.667	0.2	0.2

Famiglia SLV sottostruttura

Il nome compatto della famiglia è SLVSOT.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLVSOT 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLVSOT 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLVSOT 3	1	1	0	0	0	0	0	0
4	SLVSOT 4	1	1	0	0	0	0	0	0
5	SLVSOT 5	1	1	0	0	0	0	0	0
6	SLVSOT 6	1	1	0	0	0	0	0	0
7	SLVSOT 7	1	1	0	0	0	0	0	0
8	SLVSOT 8	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
9	SLVSOT 9	1	1	0	0	0	0	0	0
10	SLVSOT 10	1	1	0	0	0	0	0	0
11	SLVSOT 11	1	1	0	0	0	0	0	0
12	SLVSOT 12	1	1	0	0	0	0	0	0
13	SLVSOT 13	1	1	0	0	0	0	0	0
14	SLVSOT 14	1	1	0	0	0	0	0	0
15	SLVSOT 15	1	1	0	0	0	0	0	0
16	SLVSOT 16	1	1	0	0	0	0	0	0
17	SLVSOT 17	1	1	0	0	0	0	0	0
18	SLVSOT 18	1	1	0	0	0	0	0	0
19	SLVSOT 19	1	1	0	0	0	0	0	0
20	SLVSOT 20	1	1	0	0	0	0	0	0
21	SLVSOT 21	1	1	0	0	0	0	0	0
22	SLVSOT 22	1	1	0	0	0	0	0	0
23	SLVSOT 23	1	1	0	0	0	0	0	0
24	SLVSOT 24	1	1	0	0	0	0	0	0
25	SLVSOT 25	1	1	0	0	0	0	0	0
26	SLVSOT 26	1	1	0	0	0	0	0	0
27	SLVSOT 27	1	1	0	0	0	0	0	0
28	SLVSOT 28	1	1	0	0	0	0	0	0
29	SLVSOT 29	1	1	0	0	0	0	0	0
30	SLVSOT 30	1	1	0	0	0	0	0	0
31	SLVSOT 31	1	1	0	0	0	0	0	0
32	SLVSOT 32	1	1	0	0	0	0	0	0
33	SLVSOT 33	1	1	0	0	0	0	0	0
34	SLVSOT 34	1	1	0	0	0	0	0	0
35	SLVSOT 35	1	1	0	0	0	0	0	0
36	SLVSOT 36	1	1	0	0	0	0	0	0
37	SLVSOT 37	1	1	0	0	0	0	0	0
38	SLVSOT 38	1	1	0	0	0	0	0	0
39	SLVSOT 39	1	1	0	0	0	0	0	0
40	SLVSOT 40	1	1	0	0	0	0	0	0
41	SLVSOT 41	1	1	0	0	0	0	0	0
42	SLVSOT 42	1	1	0	0	0	0	0	0
43	SLVSOT 43	1	1	0	0	0	0	0	0
44	SLVSOT 44	1	1	0	0	0	0	0	0
45	SLVSOT 45	1	1	0	0	0	0	0	0
46	SLVSOT 46	1	1	0	0	0	0	0	0
47	SLVSOT 47	1	1	0	0	0	0	0	0
48	SLVSOT 48	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLVSOT 1	-1	-0.3	-0.3	-1	0.3	-1	-0.3	-0.3
2	SLVSOT 2	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	-0.3
3	SLVSOT 3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3	0.3
4	SLVSOT 4	-1	-0.3	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	0.3
5	SLVSOT 5	-1	0.3	-0.3	-1	0.3	-1	0.3	-0.3
6	SLVSOT 6	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3	-0.3
7	SLVSOT 7	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3	0.3
8	SLVSOT 8	-1	0.3	0.3	1	-0.3	-1	0.3	0.3
9	SLVSOT 9	-0.3	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3
10	SLVSOT 10	-0.3	-1	-0.3	0.3	-1	-0.3	-1	-0.3
11	SLVSOT 11	-0.3	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3
12	SLVSOT 12	-0.3	-1	0.3	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
13	SLVSOT 13	-0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-1
14	SLVSOT 14	-0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-1
15	SLVSOT 15	-0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	1
16	SLVSOT 16	-0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	1
17	SLVSOT 17	-0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1
18	SLVSOT 18	-0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-1
19	SLVSOT 19	-0.3	0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	1
20	SLVSOT 20	-0.3	0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	1
21	SLVSOT 21	-0.3	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3
22	SLVSOT 22	-0.3	1	-0.3	0.3	-1	-0.3	1	-0.3
23	SLVSOT 23	-0.3	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3
24	SLVSOT 24	-0.3	1	0.3	0.3	-1	-0.3	1	0.3
25	SLVSOT 25	0.3	-1	-0.3	-0.3	1	0.3	-1	-0.3
26	SLVSOT 26	0.3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3
27	SLVSOT 27	0.3	-1	0.3	-0.3	1	0.3	-1	0.3
28	SLVSOT 28	0.3	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3
29	SLVSOT 29	0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-1
30	SLVSOT 30	0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1
31	SLVSOT 31	0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1
32	SLVSOT 32	0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1
33	SLVSOT 33	0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	0.3	-1
34	SLVSOT 34	0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	0.3	-1
35	SLVSOT 35	0.3	0.3	1	-0.3	0.3	0.3	0.3	1
36	SLVSOT 36	0.3	0.3	1	0.3	-0.3	0.3	0.3	1
37	SLVSOT 37	0.3	1	-0.3	-0.3	1	0.3	1	-0.3
38	SLVSOT 38	0.3	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3
39	SLVSOT 39	0.3	1	0.3	-0.3	1	0.3	1	0.3
40	SLVSOT 40	0.3	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3
41	SLVSOT 41	1	-0.3	-0.3	-1	0.3	1	-0.3	-0.3
42	SLVSOT 42	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3	-0.3
43	SLVSOT 43	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3	0.3
44	SLVSOT 44	1	-0.3	0.3	1	-0.3	1	-0.3	0.3
45	SLVSOT 45	1	0.3	-0.3	-1	0.3	1	0.3	-0.3
46	SLVSOT 46	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3	-0.3
47	SLVSOT 47	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3	0.3
48	SLVSOT 48	1	0.3	0.3	1	-0.3	1	0.3	0.3

Famiglia SLC

Il nome compatto della famiglia è SLC.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Carico mobile Q	Carico mobile q	Vento	Neve	Variabile C	Dt
1	SLC 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLC 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLC 3	1	1	0	0	0	0	0	0
4	SLC 4	1	1	0	0	0	0	0	0
5	SLC 5	1	1	0	0	0	0	0	0
6	SLC 6	1	1	0	0	0	0	0	0
7	SLC 7	1	1	0	0	0	0	0	0
8	SLC 8	1	1	0	0	0	0	0	0
9	SLC 9	1	1	0	0	0	0	0	0
10	SLC 10	1	1	0	0	0	0	0	0
11	SLC 11	1	1	0	0	0	0	0	0
12	SLC 12	1	1	0	0	0	0	0	0
13	SLC 13	1	1	0	0	0	0	0	0
14	SLC 14	1	1	0	0	0	0	0	0
15	SLC 15	1	1	0	0	0	0	0	0
16	SLC 16	1	1	0	0	0	0	0	0
17	SLC 17	1	1	0	0	0	0	0	0
18	SLC 18	1	1	0	0	0	0	0	0
19	SLC 19	1	1	0	0	0	0	0	0
20	SLC 20	1	1	0	0	0	0	0	0
21	SLC 21	1	1	0	0	0	0	0	0
22	SLC 22	1	1	0	0	0	0	0	0
23	SLC 23	1	1	0	0	0	0	0	0
24	SLC 24	1	1	0	0	0	0	0	0
25	SLC 25	1	1	0	0	0	0	0	0
26	SLC 26	1	1	0	0	0	0	0	0
27	SLC 27	1	1	0	0	0	0	0	0
28	SLC 28	1	1	0	0	0	0	0	0
29	SLC 29	1	1	0	0	0	0	0	0
30	SLC 30	1	1	0	0	0	0	0	0
31	SLC 31	1	1	0	0	0	0	0	0
32	SLC 32	1	1	0	0	0	0	0	0
33	SLC 33	1	1	0	0	0	0	0	0
34	SLC 34	1	1	0	0	0	0	0	0
35	SLC 35	1	1	0	0	0	0	0	0
36	SLC 36	1	1	0	0	0	0	0	0
37	SLC 37	1	1	0	0	0	0	0	0
38	SLC 38	1	1	0	0	0	0	0	0
39	SLC 39	1	1	0	0	0	0	0	0
40	SLC 40	1	1	0	0	0	0	0	0
41	SLC 41	1	1	0	0	0	0	0	0
42	SLC 42	1	1	0	0	0	0	0	0
43	SLC 43	1	1	0	0	0	0	0	0
44	SLC 44	1	1	0	0	0	0	0	0
45	SLC 45	1	1	0	0	0	0	0	0
46	SLC 46	1	1	0	0	0	0	0	0
47	SLC 47	1	1	0	0	0	0	0	0
48	SLC 48	1	1	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	X SLC	Y SLC	Z SLC	EY SLC	EX SLC	Tr x SLC	Tr y SLC	Tr z SLC
1	SLC 1	-1	-0.3	-0.3	-1	0.3	-1	-0.3	-0.3
2	SLC 2	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	-0.3
3	SLC 3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3	0.3
4	SLC 4	-1	-0.3	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	0.3
5	SLC 5	-1	0.3	-0.3	-1	0.3	-1	0.3	-0.3
6	SLC 6	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3	-0.3
7	SLC 7	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3	0.3
8	SLC 8	-1	0.3	0.3	1	-0.3	-1	0.3	0.3
9	SLC 9	-0.3	-1	-0.3	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3
10	SLC 10	-0.3	-1	-0.3	0.3	-1	-0.3	-1	-0.3
11	SLC 11	-0.3	-1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1	0.3
12	SLC 12	-0.3	-1	0.3	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
13	SLC 13	-0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-1
14	SLC 14	-0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-1
15	SLC 15	-0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	1
16	SLC 16	-0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	1
17	SLC 17	-0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1
18	SLC 18	-0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-1
19	SLC 19	-0.3	0.3	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	1
20	SLC 20	-0.3	0.3	1	0.3	-0.3	-0.3	0.3	1
21	SLC 21	-0.3	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3
22	SLC 22	-0.3	1	-0.3	0.3	-1	-0.3	1	-0.3
23	SLC 23	-0.3	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3
24	SLC 24	-0.3	1	0.3	0.3	-1	-0.3	1	0.3
25	SLC 25	0.3	-1	-0.3	-0.3	1	0.3	-1	-0.3
26	SLC 26	0.3	-1	-0.3	0.3	-1	0.3	-1	-0.3
27	SLC 27	0.3	-1	0.3	-0.3	1	0.3	-1	0.3
28	SLC 28	0.3	-1	0.3	0.3	-1	0.3	-1	0.3
29	SLC 29	0.3	-0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-1
30	SLC 30	0.3	-0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1

Nome	Nome breve	X SLC	Y SLC	Z SLC	EY SLC	EX SLC	Tr x SLC	Tr y SLC	Tr z SLC
31	SLC 31	0.3	-0.3	1	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1
32	SLC 32	0.3	-0.3	1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1
33	SLC 33	0.3	0.3	-1	-0.3	0.3	0.3	0.3	-1
34	SLC 34	0.3	0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	0.3	-1
35	SLC 35	0.3	0.3	1	-0.3	0.3	0.3	0.3	1
36	SLC 36	0.3	0.3	1	0.3	-0.3	0.3	0.3	1
37	SLC 37	0.3	1	-0.3	-0.3	1	0.3	1	-0.3
38	SLC 38	0.3	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3
39	SLC 39	0.3	1	0.3	-0.3	1	0.3	1	0.3
40	SLC 40	0.3	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3
41	SLC 41	1	-0.3	-0.3	-1	0.3	1	-0.3	-0.3
42	SLC 42	1	-0.3	-0.3	1	-0.3	1	-0.3	-0.3
43	SLC 43	1	-0.3	0.3	-1	0.3	1	-0.3	0.3
44	SLC 44	1	-0.3	0.3	1	-0.3	1	-0.3	0.3
45	SLC 45	1	0.3	-0.3	-1	0.3	1	0.3	-0.3
46	SLC 46	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1	0.3	-0.3
47	SLC 47	1	0.3	0.3	-1	0.3	1	0.3	0.3
48	SLC 48	1	0.3	0.3	1	-0.3	1	0.3	0.3

Definizioni di carichi concentrati

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx: componente X del carico concentrato. [daN]

Fy: componente Y del carico concentrato. [daN]

Fz: componente Z del carico concentrato. [daN]

Mx: componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse X. [daN*m]

My: componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse Y. [daN*m]

Mz: componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse Z. [daN*m]

Nome	Condizione Descrizione	Valori					
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Q1	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	-15000	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0
Q2	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	-10000	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0

Definizioni di carichi lineari

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/m]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/m]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/m]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/m]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/m]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/m]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Nome	Condizione Descrizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Tubazione f500	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	-265	-265	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Barriera	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	-100	-100	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento Principale	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	202	202	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento Secondarie	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile Q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Carico mobile q	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vento	0	0	135	135	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/m²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

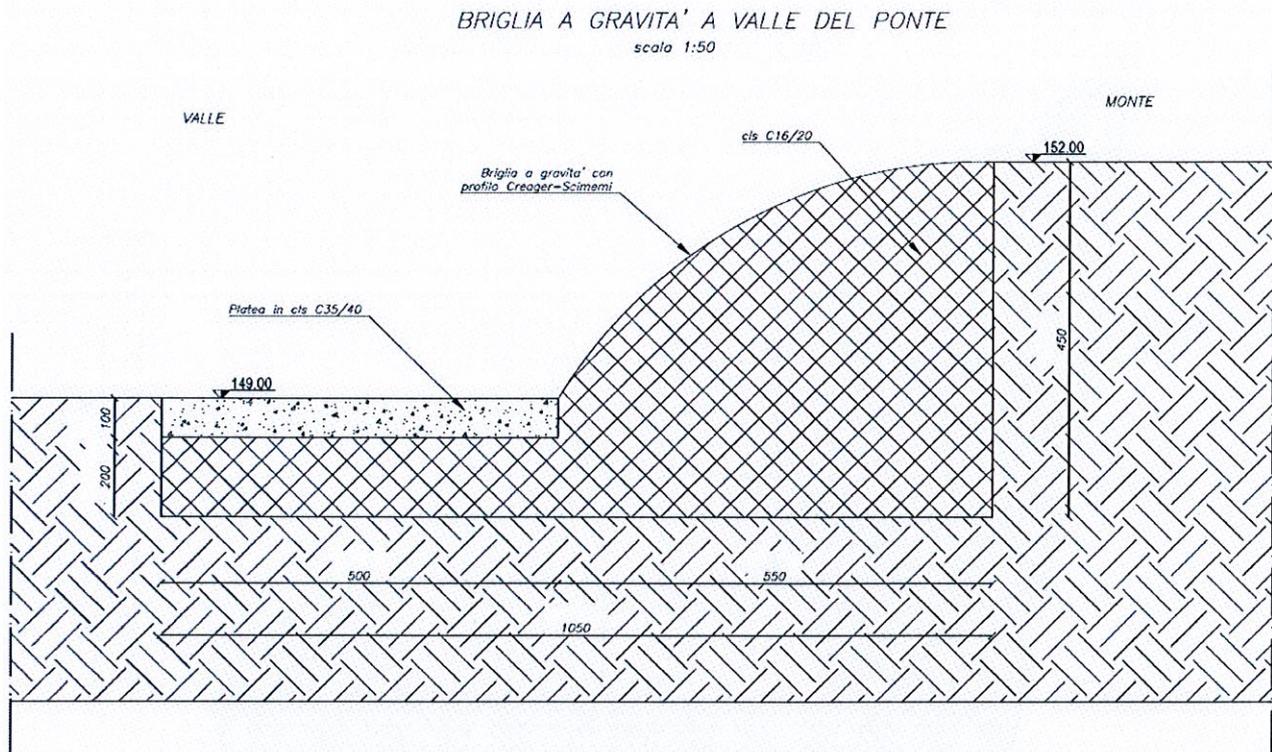
Nome	Condizione Descrizione	Valori	
		Valore	Applicazione
Corsia 1	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	160	Verticale
	Carico mobile Q	0	Verticale
	Carico mobile q	900	Verticale

Nome	Valori		Applicazione
	Condizione Descrizione	Valore	
	Vento	0	Verticale
	Neve	48	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
Corsia scarica	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	160	Verticale
	Carico mobile Q	0	Verticale
	Carico mobile q	0	Verticale
	Vento	0	Verticale
	Neve	48	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
Cordolo	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	0	Verticale
	Carico mobile Q	0	Verticale
	Carico mobile q	0	Verticale
	Vento	0	Verticale
	Neve	48	Verticale
	Variabile C	400	Verticale
Marciapiede	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	0	Verticale
	Carico mobile Q	0	Verticale
	Carico mobile q	0	Verticale
	Vento	0	Verticale
	Neve	48	Verticale
	Variabile C	400	Verticale

2.4 BRIGLIA

La briglia progettata presenta dimensioni di 5,50m di profondità per una lunghezza di 82,00m ed una altezza di 4,50m, come da progetto definitivo posto a base di gara.

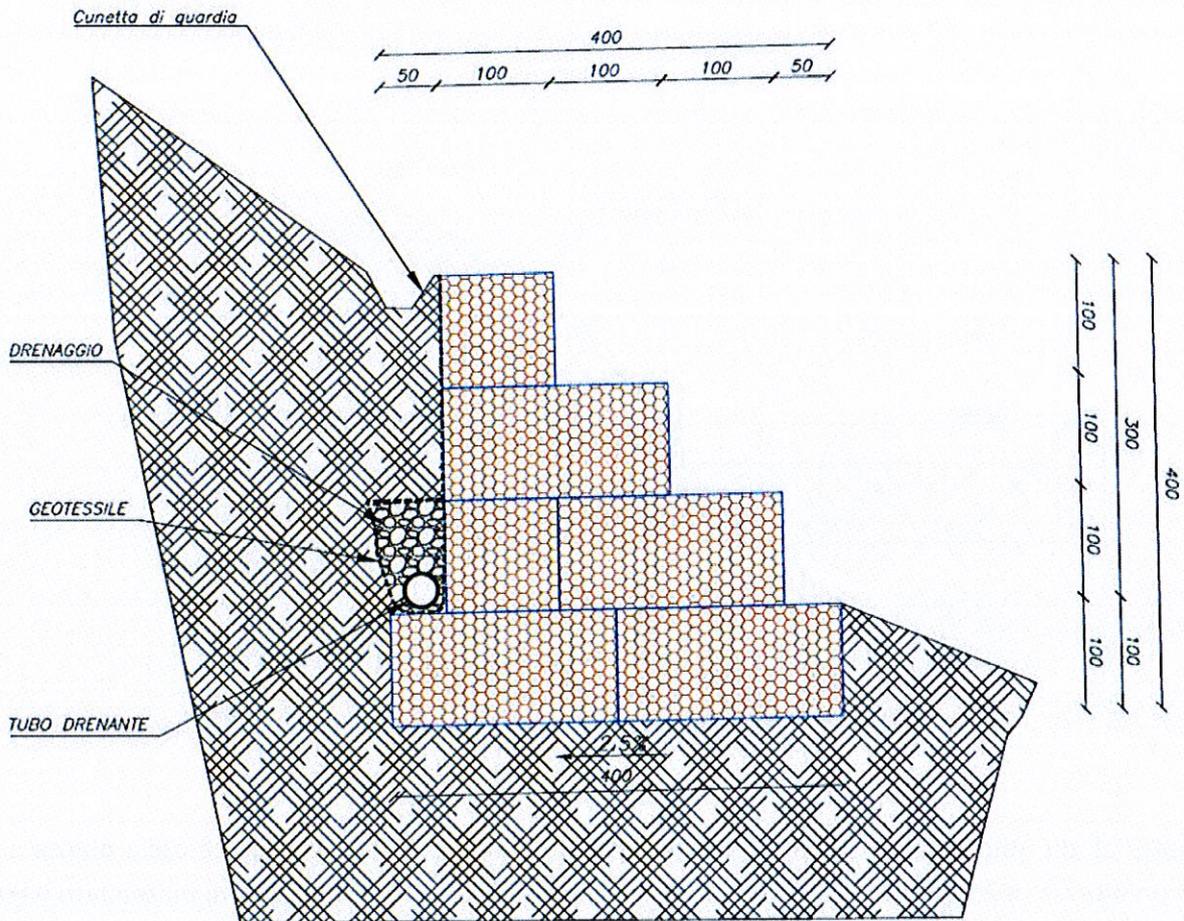
Al piede della stessa al fine di proteggerla da eventuali scalzamenti e o scorrimenti si è prevista come da progetto definitivo la realizzazione di una platea di fondazione delle dimensioni di 5,00m di profondità, per una lunghezza di 82,00m e un'altezza di 3,00m, di seguito si riporta la sezione trasversale della briglia con profilo Creager-Scimemi da realizzarsi.



I materiali da utilizzarsi, saranno un calcestruzzo C16/20 per la Briglia e parte della platea a valle per un'altezza di 2,00m e un calcestruzzo C35/40 per per la parte rimanente di platea lato valle per un'altezza di 1,00m, che necessita di una durabilità maggiore a causa dei fenomeni di erosione che si verificano al piede della briglia.

2.5 OPERE DI SOSTEGNO, GABBIONATE

A protezione della nuova Spalla B del nuovo Ponte sul fiume Ufita, si è prevista la realizzazione di due gabbionate una a monte della nuova Spalla B di dimensioni pari a 3,00m fuori terra per l'altezza di 4,00m per la base della fondazione e una profondità di 10,00m, avrà la fondazione del tipo diretto costituita da una fila di gabbioni di altezza pari ad 1,00m (di seguito si riporta la sezione tipo della gabbionata da realizzarsi).



La gabbionata a valle della Spalla B oltre alla funzione di protezione di quest'ultima, assolverà anche la funzione di opera di sostegno per la parte di strada Provinciale n.163 in frana, e presenterà le seguenti dimensioni costituita da una gabbionata in pietrame avente un'altezza di 5,00m ed una base di 5,00m per una lunghezza di 33,60m, le fondazioni essendo il terreno in frana e al fine di proteggere l'opera dal fenomeno di erosione dovuti al fiume Ufita, saranno del tipo indiretto costituite da una platea in calcestruzzo armato delle dimensioni in pianta di 33,60m per la base e di 6,00m per l'altezza ed avente uno spessore di 80cm, posta sulla testa di 36 pali del diametro del 600 disposti su tre file da 12 pali ed aventi una lunghezza di infissione di 11,50m interagenti con un terreno costituito da argille coesive, mentre il paramento subirà la spinta del terreno incoerente (di seguito si riporta la sezione tipo della gabbionata da realizzarsi).

La galvanizzazione inoltre dovrà superare un test di invecchiamento accelerato in ambiente contenente anidride solforosa (SO₂) secondo la normativa UNI EN ISO 6988 (KESTERNICH TEST) per un minimo di 28 cicli.

Gli scatolari metallici saranno assemblati utilizzando sia per le cuciture sia per i tiranti un filo con le stesse caratteristiche di quello usato per la fabbricazione della rete ed avente diametro pari a 2.20 mm e quantitativo di galvanizzazione sul filo non inferiore a 230 g/m². L'operazione sarà compiuta in modo da realizzare una struttura monolitica e continua.

Nel caso di utilizzo di punti metallici meccanizzati per le operazioni di legatura, questi saranno con diametro 3,00 mm e carico di rottura minimo pari a 170 Kg/mm².

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere, l'Appaltatore dovrà consegnare alla Direzione Lavori il relativo certificato di collaudo e garanzia rilasciato in originale, in cui specifica il nome del prodotto, la Ditta produttrice, le quantità fornite e la destinazione.

La Direzione Lavori darà disposizioni circa il prelievo di campioni per verificare il rispetto delle normative enunciate.

PIETRAME DI RIEMPIMENTO

Terminato l'assemblaggio degli scatolari si procederà alla sistemazione meccanica e manuale del ciottolame, che dovrà essere fornito di pezzatura non inferiore a 1,5-2 volte la dimensione della maglia della rete e nemmeno troppo grande al fine di garantire una buona compattazione all'interno delle gabbie e diminuire così la dimensione dei vuoti. Il pietrame di riempimento dovrà essere né friabile né gelivo né dilavabili. Si potranno utilizzare pietre con un peso specifico non inferiore a 2100 kg/mc.

Peso specifico	2100,0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ	30,0 [kg/cm ²]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45,00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	2,0 [kg/cm ²]

CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

Per le opere da realizzarsi in fondazione quali pali sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C25/30** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 300,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 250,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = 330,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 141,00 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a trazione media per flessione $f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk(5\%)} = 18 \text{ daN/cm}^2$

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- Dmax aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC2;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = k*D = 1,64*40 = 66 daN/cm²;
- Rcm ≈ 366 daN/cm²;
- a/c = 0.50 rapporto acqua/cemento;
- a = 175 litri contenuto d'acqua;
- c = 350 daN/m³ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 42,5R";
- Pa = 1820 daN/m³ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = 60%*Pa = 1128 daN/m³;
- Ghiaia (4-12) = 30% * Pa = 564 daN/m³;
- Ghiaione (12-25) = 10%*Pa = 188 daN/m³.

Per le opere da realizzarsi in fondazione quali platee e piastre, e in elevazione quali muri in c.a. pareti, pulvini e baggioli, sarà utilizzato un calcestruzzo di classe **C28/35** al quale corrispondono i seguenti valori limite delle tensioni di lavoro:

- Resistenza caratteristica cubica R_{ck} = 350,00 daN/cm²
- Resistenza cilindrica caratteristica f_{ck} = 280,00 daN/cm²
- Resistenza cilindrica media f_{cm} = 360,00 daN/cm²
- Resistenza di calcolo a compressione f_{cd} = 181,33 daN/cm²
- Resistenza a trazione media per flessione f_{ctm} = 28 daN/cm²
- Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk(5%)} = 19,6 daN/cm²

Si adotterà la seguente dosatura dei componenti:

- Dmax aggregato = 25 mm.;
- Classe di esposizione XC3;
- Consistenza: S4 (semifluida);
- Deviazione standard = 40 daN/cm²;
- Margine = k*D = 1,64*40 = 66 daN/cm²;
- Rcm ≈ 430 daN/cm²;
- a/c = 0.48 rapporto acqua/cemento;
- a = 165 litri contenuto d'acqua;
- c = 350 daN/m³ contenuto di cemento tipo "ENV 197-1 CEM I 42,5R";
- Pa = 1875 daN/m³ contenuto totale di aggregato grosso e di aggregato fino;
- Sabbia (0-4) = 60%*Pa = 1128 daN/m³;
- Ghiaia (4-12) = 30% * Pa = 594 daN/m³;
- Ghiaione (12-25) = 10%*Pa = 208 daN/m³.

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno

- Verifica a ribaltamento

- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è

evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cono di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cono di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cono di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_p + Q_L - W_p$$

dove:

- Q_T portanza totale del palo
- Q_p portanza di base del palo
- Q_L portanza per attrito laterale del palo
- W_p peso proprio del palo

e le due componenti Q_p e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p (cN'_c + qN'_q + 1/2B\gamma N'_\gamma)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso specifico del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q , N'_γ sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso specifico del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3×3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

Problemi geotecnici e scelte tipologiche

Per la caratterizzazione geotecnica dei termini litologici costituenti la successione riportata precedentemente, si fa specifico riferimento alle prove penetrometriche dinamiche effettuate lungo la verticale di perforazione del sondaggio ed ai risultati delle prove di laboratorio (di cui alla allegata relazione geologica redatto dal dott. Geol. Claudio Sacco tecnico regolarmente iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania, al n° 290).

Trattandosi di opere di sostegno quali gabbionate di pietrame a secco ed essendo le caratteristiche lito-meccaniche del terreno di fondazione idonee a sostenere le pressioni generate dalle fondazioni dell'opera si è optato per delle fondazioni di tipo dirette. I metodi di calcolo, i calcoli stessi, e le verifiche di stabilità del terreno di fondazione e delle opere di sostegno degli scavi sono inclusi

nelle relazioni di calcolo delle opere, di cui costituiscono parte integrante, e di seguito si riportano per brevità le verifiche effettuate nelle condizioni critiche.

Le verifiche di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

E_d = azioni o effetto delle azioni di progetto

R_d = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico

In entrambi i termini:

le azioni si moltiplicano per i coefficienti γ_f

i parametri geotecnici si dividono per i coefficienti γ_m

in più la resistenza globale si divide per i coefficienti γ_r (che sono in pratica coefficienti di sicurezza globale: $R/E > \gamma_r$)

Le verifiche effettuate così come previsto dalle NTC 2008 sono:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
 - o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - o scorrimento sul piano di posa;
 - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - o ribaltamento;
 - o verifica di capacità portante per pali di fondazione.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.
 - o verifica a punzonamento della piastra.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Giunti strutturali

Le opere in progetto non presentano giunti strutturali essendo la fondazione della gabbionata continua o del dipo indiretto su pali.

Coefficienti adottati per la valutazione dell'azione sismica

Al fine di procedere alla valutazione delle condizioni di sicurezza del sito così come indicato dalla normativa vigente (NTC2008) al paragrafo 6.3, è necessario definire l'entità della sollecitazione sismica attesa sul terreno in esame. Pertanto come indicato al par. 3.2 delle NTC2008, è stato in primo luogo definito il periodo di riferimento V_R durante il quale la struttura di stabilizzazione dovrà rispettare e conservare quelle caratteristiche di resistenza, sicurezza e durabilità, sia in riferimento al modo di esplicarsi delle azioni (azioni dirette, quali forze e carichi, azioni impresse, quali spostamenti o variazioni termiche, azioni di degrado esogeno ed endogeno), sia correlata alla risposta strutturale (azioni statiche, quasi-statiche e dinamiche), sia in funzione della variabilità nel tempo dell'intensità propria (azioni gravitazionali da pesi propri, carichi permanenti e variabili o accidentali, azioni eccezionali ed azioni sismiche).

Vita nominale e classe d'uso

Per il terreno considerato e per l'opera da realizzarsi, al fine di garantire gli adeguati margini di sicurezza è stato assunto un valore della vita nominale pari a $V_N=50$ anni corrispondente ad un'opera rientrante nella tipologia **2 (Opere ordinarie)** riferita ad *opere di importanza strategica*, trattandosi di un intervento a servizio di una via di comunicazione di importanza strategica come l'autostrada.

Con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, gli interventi previsti rientrano nella **classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)** a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è definibile come:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite. In funzione dei valori del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} , si definisce il periodo di ritorno T_R mediante la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito in oggetto ricade nel comune di Apice (BN) per il cui territorio la mappatura di microzonazione sismica fornisce i valori dei parametri di pericolosità sismica a_g , F_0 e T_c^* indicati in tabella VIII.

Tabella VIII – Parametri sismici di sito in condizioni standard

Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,777	2,348	0,291
SLD	75	1,026	2,320	0,317
SLV	712	3,125	2,293	0,388
SLC	1462	4,155	2,341	0,412

<ul style="list-style-type: none"> ● ID Punto 1 = 31879 ○ ID Punto 2 = 31878 ○ ID Punto 3 = 32100 ○ ID Punto 4 = 32101 <p>Dati sismici rilevati correttamente.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● 31878 ● 31879 ● 32100 ● 32101
---	--

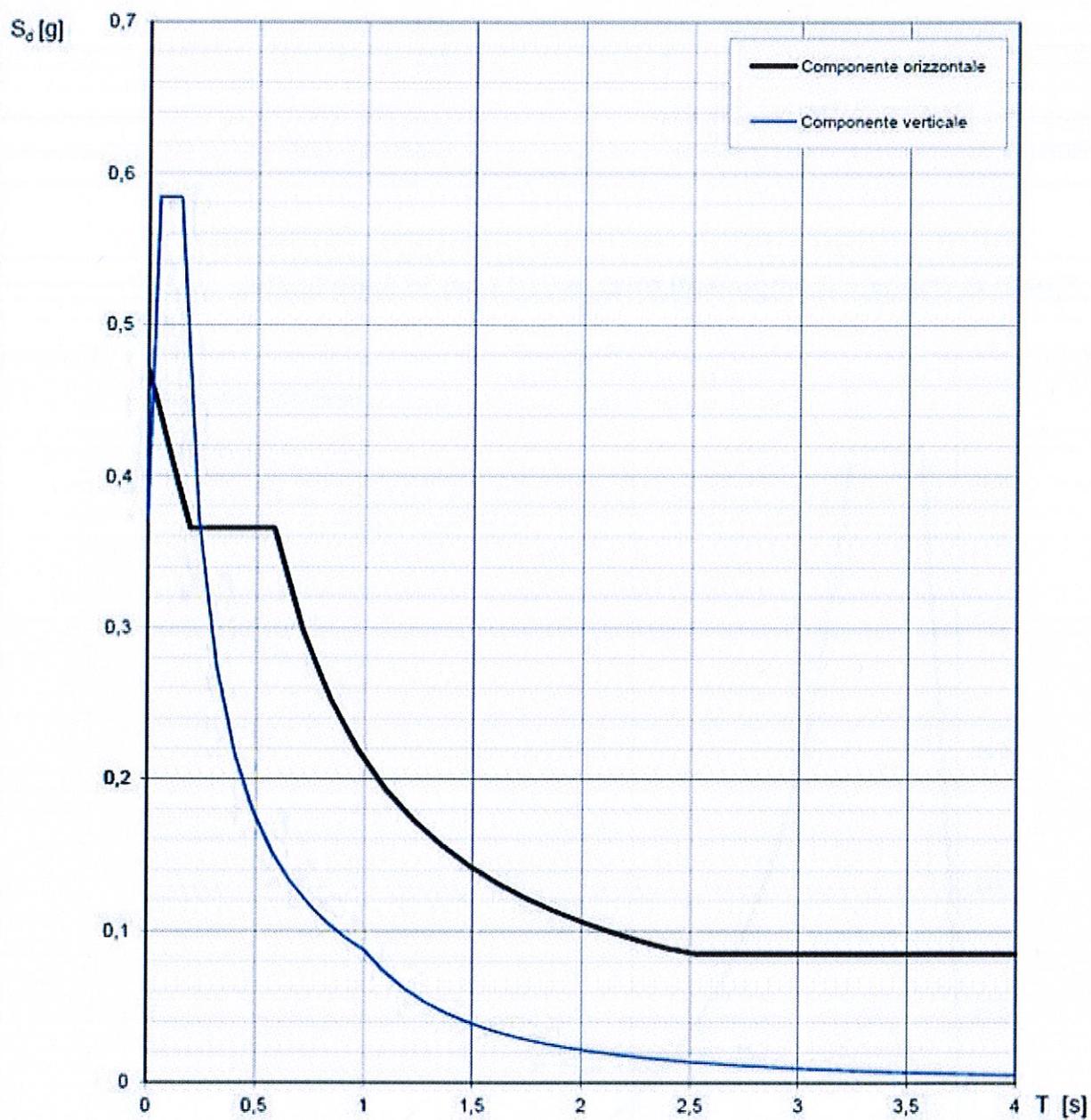
Sisma

Località	Apice, Apice Scalo (BN)
Latitudine	41.1391°
Longitudine	14.9272°
Zona sismica	1
Tipo di costruzione	2
Vita nominale VN	50 anni
Classe d'uso	III
Vita di Riferimento VR	75 anni

Combinazioni SLU (SLC)

Accelerazione al suolo a_g	5.03 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 51.28$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.00 * k_h = 0.00$

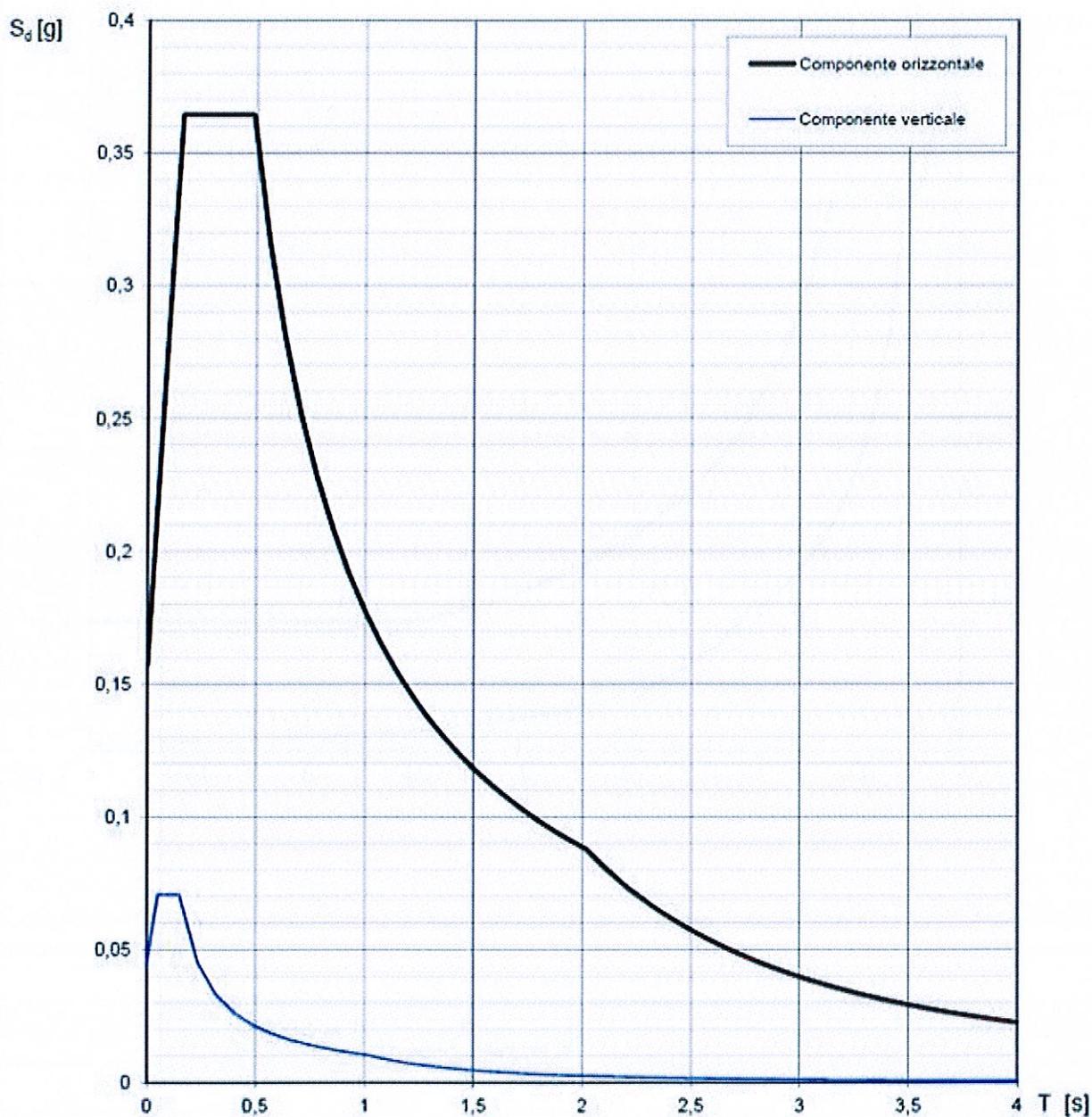
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Combinazioni SLE (SLD)

Accelerazione al suolo a_g	1.48 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.49
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 22.44$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.00 * k_h = 0.00$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Gabbionata H=3,00m

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ^q]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ^q]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno alterato	1700	1900	21.00	14.00	0,000	0,000
argilla ad ele.cons	1980	2030	30.00	20.00	0,410	0,270
Drenaggio	1900	2000	33.00	22.00	0,000	0,000

Stratigrafia

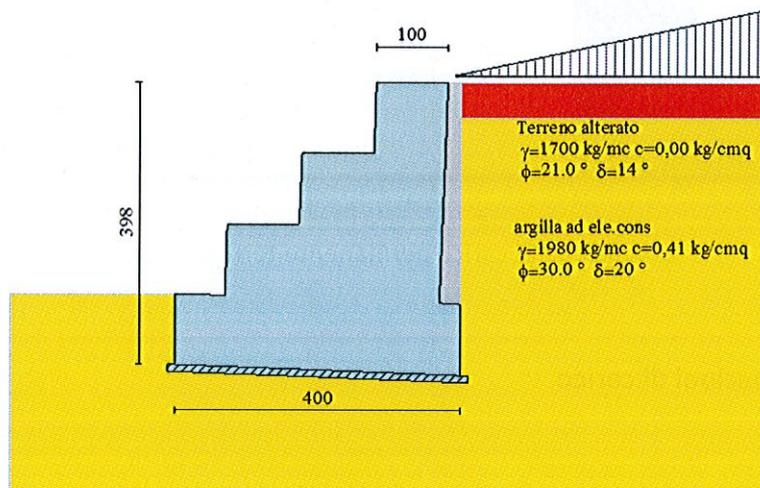
Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	0,50	0,00	0,00	0,00	Terreno alterato
2	6,00	0,00	10,42	0,00	argilla ad ele.cons

Terreno di riempimento (drenante)

Drenaggio



Profilo stratigrafico

Condizioni di carico

Si è ipotizzato a favore di sicurezza la presenza di terreno vegetale sistemato a scarpata a monte dell'opera di sostegno, il cui carico agente verrà schematizzato, come un carico triangolare permanente agente sul profilo del terreno a monte del paramento.

Come terreno per il calcolo del carico, si è utilizzato un $\gamma=2000 \text{ Kg/m}^3$ corrispondente al terreno vegetale, avente un'altezza pari a 4,25m ad una distanza di 10,00m dal paramento, da cui si ricava:

Carico triangolare agente per metro lineare di paramento (a 10,00m muro a gradoni): $2000 \text{ Kg/m}^3 \times 4,25\text{m} \times 1,00\text{m} = 8500\text{Kg/m}$

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

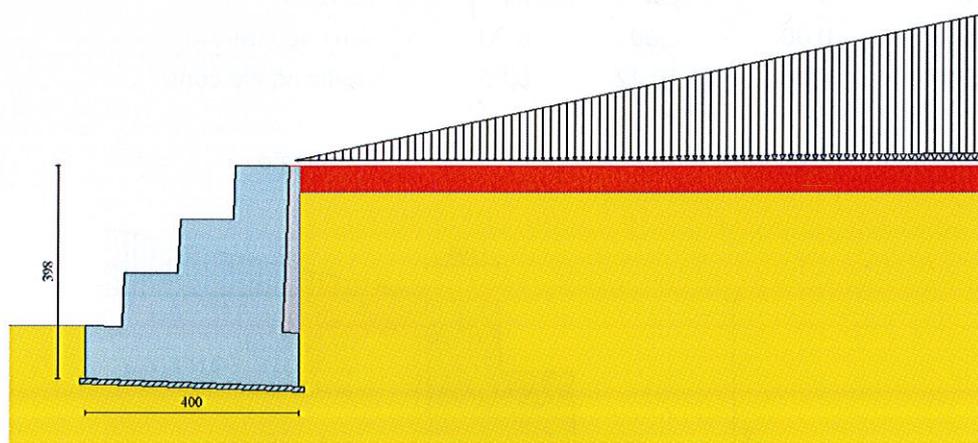
Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Profilo terreno)

D Profilo $X_i=0,10$ $X_f=20,00$ $Q_i=0,00$ $Q_f=8500,00$



Condizione di carico permanente terreno scarpata

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Profilo terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 8 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Profilo terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Profilo terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni
 Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
 Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,15	--	19,80	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,15	--	19,80	--
3	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,10	--	--
4	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,10	--	--
5	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,69
6	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,69
7	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	37,37	--
8	EQU - [2]	--	--	24,81	--	--
9	STAB - [2]	--	--	--	--	3,97
10	SLEQ - [1]	--	99,99	--	36,93	--
11	SLEF - [1]	--	99,99	--	36,93	--
12	SLER - [1]	--	99,99	--	36,93	--
13	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	22,52	--	39,04	--
14	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	22,52	--	39,04	--
15	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	22,52	--	39,04	--
16	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	22,52	--	39,04	--
17	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	22,52	--	39,04	--
18	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	22,52	--	39,04	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo del carico limite

metodo di Terzaghi

Calcolo della stabilità globale

metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di

Spinta a riposo

Gabbionata H=5,00m

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno incoerente	1800	2000	21.00	14.00	0,000	0,000
Argilla coesiva	1980	2030	30.00	20.00	0,410	0,270
Drenaggio	1900	1900	30.00	20.00	0,000	0,000

Parametri medi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno incoerente	1800	2000	22.00	15.00	0,000	0,000
Argilla coesiva	1980	2030	33.00	21.00	0,440	0,290
Drenaggio	1900	1900	33.00	22.00	0,000	0,000

Parametri minimi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno incoerente	1800	2000	21.00	14.00	0,000	0,000
Argilla coesiva	1980	2030	30.00	20.00	0,410	0,270
Drenaggio	1900	1900	30.00	20.00	0,000	0,000

Stratigrafia

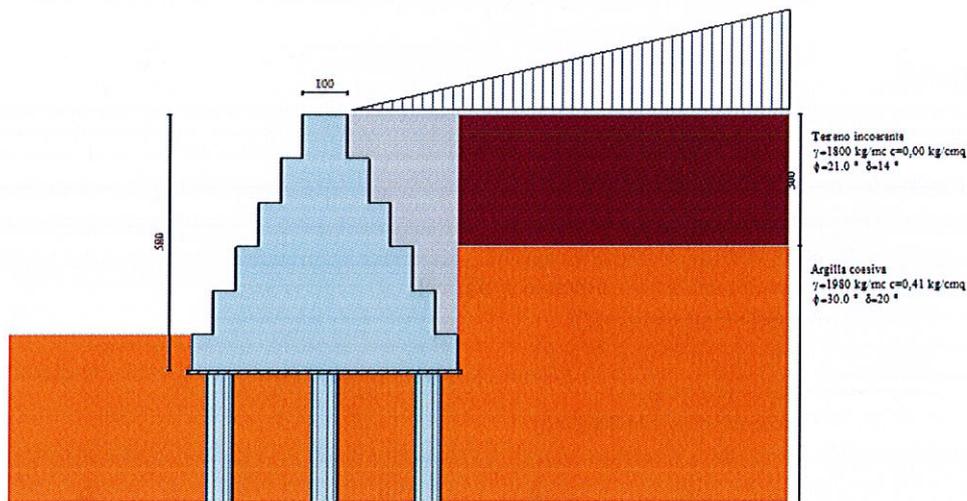
Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	3,00	0,00	0,00	2,50	Terreno incoerente
2	20,00	0,00	30,00	3,50	Argilla coesiva

Terreno di riempimento (drenante)

Drenaggio



Profilo stratigrafico

Condizioni di carico

Si è ipotizzato a favore di sicurezza la presenza di terreno vegetale sistemato a scarpata a monte dell'opera di sostegno, il cui carico agente verrà schematizzato, come un carico triangolare permanente agente sul profilo del terreno a monte del paramento.

Come terreno per il calcolo del carico, si è utilizzato un $\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$ corrispondente al terreno vegetale, avente un'altezza pari a 4,25m ad una distanza di 10,00m dal paramento, da cui si ricava:

Carico triangolare agente per metro lineare di paramento (a 10,00m muro a gradoni): $2000 \text{ Kg/m}^3 \times 4,25\text{m} \times 1,00\text{m} = 8500\text{Kg/m}$

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

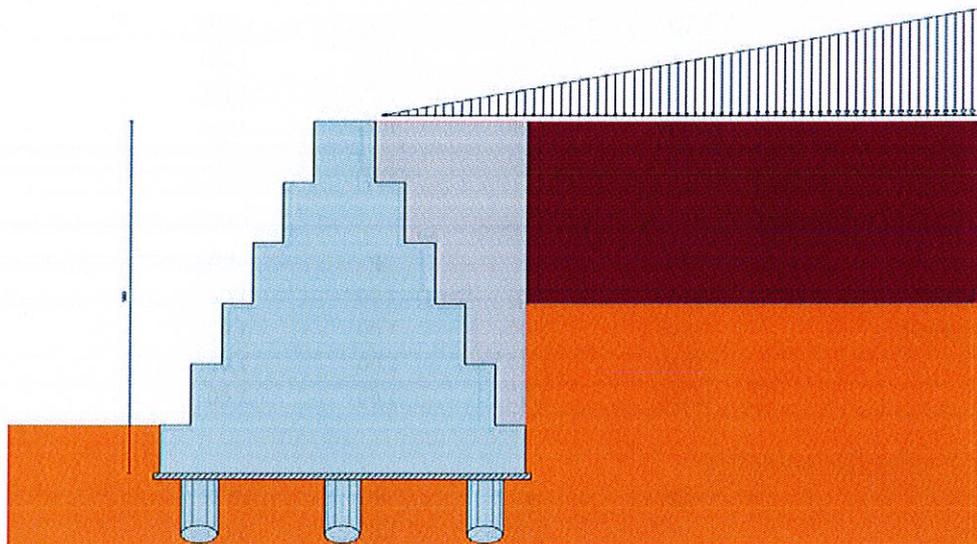
Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0,10$	$X_f=10,00$	$Q_i=0,00$	$Q_f=8500,00$
---	---------	------------	-------------	------------	---------------



Condizione di carico permanente terreno scarpata

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni analisi pali

<u>Numero elementi palo</u>	10
<u>Tipo carico palo</u>	Distribuito
<u>Calcolo della portanza</u>	metodo di Terzaghi

Criterio di rottura del sistema terreno-palo

Andamento pressione verticale

Geostatica

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

E.C. 2

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	STAB - [1]	--	--	--	--	4,27
3	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
5	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,77
6	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,77
7	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
8	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
9	SLER - [1]	--	--	--	--	--
10	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
11	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
12	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
13	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
14	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
15	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Calcolo della spinta in condizioni di

Spinta a riposo