

Comune di Spiazzo

Provincia di Trento

POSIZIONAMENTO DI UNA PASSERELLA CICLOPEDONALE SUL TORRENTE SARCA

COMMITTENTE : FRATELLI POLI SPA – TRENTO

PROGETTO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO E LEGNO

**RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO E DI VERIFICA SISMICA
ex. Art. 4 Legge 1086/71 – art. 65 D.P.R. 380/2001**

Trento, maggio 2018

Il progettista
delle strutture

Il progettista
generale

Il Committente



Studio Tecnico
38100 - Trento – viale Trieste 7/1
C.F. DCM FNC 56T06 C372T
e-mail : deca@trentostrutture.it

Ing. Franco Decaminada
tel. 0461/236102
P. IVA 00584720221

Ns.Rif. SP-R

Generalita'

La presente relazione riguarda il progetto delle strutture (sviluppate a livello di progetto definitivo) di una passerella pedonale da realizzare sul Torrente Sarca, nel centro abitato di Spiazzo. Il manufatto e' lungo circa 29 metri ed ha larghezza utile di 2,35 m.

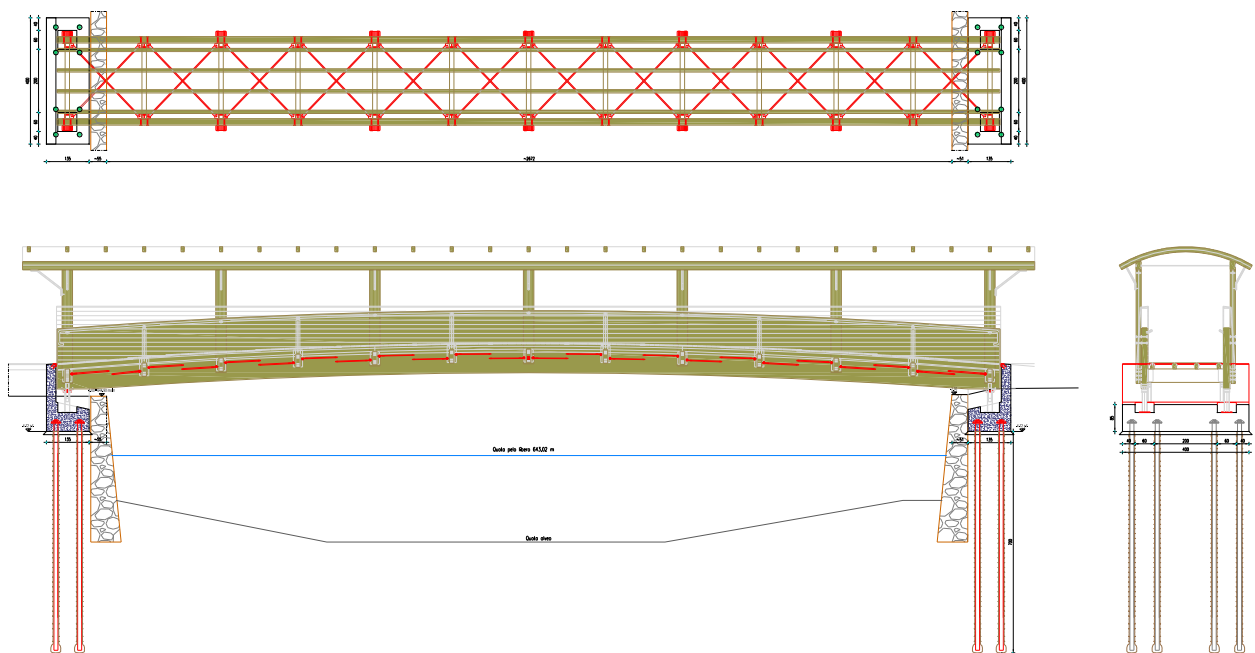
La struttura e' classificabile come ponte di terza categoria ai sensi del D.M. 14.01.2008.

La passerella, a struttura portante in legno, sarà dotata di spalle in calcestruzzo armato, poggianti su micropali in acciaio della lunghezza di sette metri, quindi impostati circa 3,5 metri sotto la quota dell'alveo.

Le sollecitazioni indotte dal manufatto, in questo modo, non interferiranno con le strutture arginali esistenti.



Immagine 3D della passerella



Pianta impalcato, prospetto e sezione della passerella

La struttura della passerella sara' interamente in legno (lamellare e massiccio). Il piano di calpestio e' protetto da un' apposita copertura, anch' essa in legno.

La struttura portante e' costituita da due travi longitudinali, con l' intradosso leggermente incurvato e l' estradosso piano; le due travi sostengono traversi in legno lamellare, su cui si imposta l' impalcato vero e proprio, costituito da un tavolato in larice, sostenuto da travetti secondari correnti parallelamente all' asse del ponte.

La copertura e' costituita da centine curve in lamellare, appoggiate su due travi laterali, sostenute, mediante appositi piedritti, dalle travi principali. Sulle centine e' prevista la realizzazione di un manto in lamiera.

Le spalle saranno realizzate in calcestruzzo, dietro l' argine esistente; come gia' accennato, ogni spalla e' sostenuta da otto micropali in acciaio.

Normative di riferimento

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08

Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Riferimenti tecnici (cap.12).

Circolare n°617 02-02-2009

Istruzioni per l'applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al D.M.14-01-2008

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 del 20.03.2003.

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005.

Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

L. 05.11.1971, n. 1086.

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

Materiali

Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Modulo elastico E	206 GPa
SLE: in tutte le combinazioni	$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per micropali:

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Classe di abbassamento al cono (slump)	S3
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 30 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC2 (ambiente ordinario)
Rapporto acqua cemento	0.60
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione f_{ctm}	2.56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk,005}$	1.80 MPa
Modulo elastico	$E_c = 31476 \text{ MPa}$
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per spalle:

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 20 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XF3
Rapporto acqua cemento	0.50
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione f_{ctm}	3.03 MPa
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk,005}$	2.117 MPa
Modulo elastico	$E_c = 33345 \text{ MPa}$
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

Acciaio S275J0

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Acciaio S355J0

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Bulloneria classe 8.8, UNI EN 1090

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$$

Legno massiccio larice classe C24

Resistenza a flessione

$$f_{m,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

Resistenza a trazione parallela alla fibratura

$$f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$$

Resistenza a compressione parallela alla fibratura

$$f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio parallelo alle fibre

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

Densità caratteristica

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Legno lamellare classe GL24h

Resistenza a flessione

$$f_{m,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

Resistenza a trazione parallela alla fibratura

$$f_{t,0,k} = 16.5 \text{ MPa}$$

Resistenza a compressione parallela alla fibratura

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio parallelo alle fibre

$$E_{0,mean} = 11600 \text{ MPa}$$

Densità caratteristica

$$\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

Legno lamellare classe GL28h

Resistenza a flessione

$$f_{m,0,k} = 28 \text{ MPa}$$

Resistenza a trazione parallela alla fibratura

$$f_{t,0,k} = 19.5 \text{ MPa}$$

Resistenza a compressione parallela alla fibratura

$$f_{c,0,k} = 26.5 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio parallelo alle fibre

$$E_{0,mean} = 12600 \text{ MPa}$$

Densità caratteristica

$$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$$

Procedure di accettazione per nuove strutture in c.a.

In accordo con quanto previsto nel capitolo 11 del DM 14.01.2008, sono previste a carico del Direttore dei Lavori le seguenti prove di accettazione per i materiali sopra citati:

- Confezionamento di due cubetti (15x15x15 cm³) per ogni prelievo
- 3 prelievi (6 campioni) per costruzioni con meno di 100 mc di getto omogeneo
- 3 prelievi ciascuno eseguito su un massimo di 100mc di getto omogeneo; quindi un controllo di accettazione al massimo ogni 300mc (ogni giorno effettuare almeno un prelievo)

I cubetti

devono essere sottoposti a rottura presso un laboratorio certificato e i relativi risultati devono rispettare la disuguaglianza:

$$R_{min} \geq R_{ck} - 3.5 \quad \text{per ogni cubetto}$$

$$R_{med} \geq R_{ck} + 3.5 \quad \text{su tre prelievi}$$

Per opere che richiedono più di 1500 mc di miscela omogenea è obbligatorio (e quindi in presenza di più di 15 prelievi, almeno un prelievo ogni giorno di getto di miscela omogenea) il controllo di accettazione deve avvenire tramite controllo statistico con il rispetto delle seguenti disuguaglianze :

$$R_{med} \geq R_{ck} + 3.5 \quad \text{su tre prelievi}$$

$$R_{min} \geq R_{ck} + 1.4*s \quad \text{per ogni cubetto}$$

s: scarto quadratico medio

Per gli acciai da armatura e da carpenteria è necessario che ogni fornitura debba essere stata prodotta con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento (prodotto qualificato). Analogamente, tutti i prodotti forniti in seguito ad un processo di trasformazione devono sottostare ad un sistema di controllo della lavorazione che assicuri che le lavorazioni effettuate non comportino alterazioni delle caratteristiche meccaniche dei prodotti originari. Ciò si traduce nel controllo effettuato dal Direttore dei Lavori che ciascuna fornitura di elementi presaldati, presagomati o preassemblati sia accompagnata da:

- Copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale dello stabilimento di origine (o eventuale Marchiatura CE), §11.3.1.5.

- Dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del Centro di Trasformazione.
- Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del Centro di Trasformazione con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.
- Documento di trasporto con indicato il riferimento all'attestato e alla dichiarazione di cui sopra, oltre al documento di trasporto originale del produttore.

Procedure di accettazione per nuove strutture in legno

In accordo con quanto previsto nel capitolo 11 del DM 14.01.2008, l'identificazione e la qualificazione avviene attraverso l'applicazione da parte del produttore della Marcatura CE, qualora sia disponibile una norma armonizzata europea, e comunque in ogni caso è previsto il rilascio di Certificato di Idoneità Tecnica da parte del Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici. La fornitura dei prodotti a base legno ad uso strutturale deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista è tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni riportate nelle NTC, che devono essere garantite dai Produttori.

Il Direttore dei Lavori è tenuto dunque ad accertare la sopraindicata documentazione e resta sotto la sua esclusiva responsabilità l'accettazione in cantiere del materiale e la sua applicazione ad uso strutturale.

Il Collaudatore ha infine l'obbligo di verificare che la documentazione che accompagna la messa in opera del materiale sia conforme alle suindicate disposizioni.

Procedure di accettazione per nuove strutture in acciaio

I materiali e di prodotti per uso strutturale utilizzati in cantiere devono essere identificati, qualificati e accettati dal Direttore di lavori mediante acquisizione e verifiche della documentazione di qualificazione nonché mediante prove sperimentali di accettazione.

I materiali e i prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato sulla GUUE saranno marcati CE.

I materiali e i prodotti per i quali non sia disponibile una norma armonizzata seguiranno le procedure indicate nelle NTC; quelli innovativi o non citati nelle NTC e non ricadenti in una delle precedenti tipologie potranno richiedere la Marcatura CE in conformità ai Benestare Tecnici Europei o richiedere un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

E' onere del Direttore dei lavori, in fase di accettazione:

- per i materiali e prodotti recanti la Marcatura CE, accertarsi del possesso della marcatura e della dichiarazione di prestazione, DOP (nella previgente disciplina era previsto l'Attestato di Conformità)
- per i materiali e prodotti non recanti la Marcatura CE, accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione o del Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per strutture in classe 2 la marcatura CE potrà essere presente sull'imballaggio dei prodotti che arrivano in cantiere o sul DDT o sui prodotti stessi; per strutture in classe 3 la marcatura sarà presente obbligatoriamente sui prodotti stessi.

Si definisce Centro di trasformazione o trasformatore un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio

elementi base (barre o rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni. Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solamente prodotti qualificati all'origine (Marcati CE o corredati di Attestato di qualificazione).

La marcatura CE ai sensi della norma EN 1090-1 costituisce qualificazione del prodotto sufficiente ai sensi del punto 11.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008) e esime il fabbricante dalla dichiarazione dell'attività di centro di trasformazione di carpenteria metallica presso il Servizio Tecnico Centrale (STC).

Comunque sia qualificato il prodotto da costruzione resta fermo **l'obbligo del Direttore dei Lavori**, in fase di accettazione, di:

- verificare la conformità di quanto riportato nella documentazione di qualificazione DOP o marcatura CE, con i requisiti richiesti dalle NTC2008 e dal progetto
- controllare che la documentazione di qualificazione o la marcatura CE facciano riferimento agli effettivi componenti pervenuti in cantiere, assicurandosi quindi dell'effettiva rintracciabilità dei prodotti
- effettuare le previste prove di accettazione

Considerazioni geotecniche - note sul terreno di fondazione

La caratterizzazione dei terreni è stata desunta dalla relazione geologica e geotecnica, a firma del dott. Paolo Passardi, relativa al progetto di ristrutturazione e realizzazione del nuovo supermercato "Poli" in area prossima alla passerella pedonale.

Dalla relazione si evince come il sottosuolo sia costituito da materiale ghiaioso grossolano in matrice sabbiosa che può presentare talora frazioni limose.

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno si possono così riassumere:

angolo di attrito interno:	$\phi=32^{\circ}-34^{\circ}$
peso di volume:	$\gamma=18.5-19\text{kN/mc}$
coesione=	$c=0$

I parametri prudenzialmente assunti dallo scrivente per il calcolo sono i seguenti:

$\phi=32^{\circ}$
$\gamma=19\text{kN/mc}$
$c=0$

Parametri per l' analisi sismica

Per il dimensionamento dell'opera si considerano i seguenti parametri sismici:

Comune: Spiazzo Rendena, in provincia di Trento

Vita Nominale: 50 anni

Classe d'uso: II

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica T1

Software di calcolo

I calcoli strutturali sono stati svolti con l'ausilio del programma Beamcad distribuito dalla Concrete s.r.l. di Padova e di fogli Microsoft Excel autoprodotti. I programmi sono regolarmente licenziati allo scrivente e periodicamente testati da quest'ultimo per accertarne il buon funzionamento.

Analisi dei carichi

Copertura

$g_{1,2k}=0.25$ kN/mq

$q_{sdneve}=2.0$ kN/mq

Impalcato

$g_{1,2k}=1.75$ kN/mq

$q_{sdfolla}=5.0$ kN/mq

I carichi permanenti indicati sono comprensivi dei pesi proprio degli elementi ($g_{1k}+g_{2k}$)

Carico variabile da traffico

Il ponte è classificato come ponte di terza categoria. Per questa categoria si considera il carico associato allo schema 5 (folla compatta) di N.T.C.2008 pari a 5 kN/mq (comprensivo degli effetti dinamici) applicato su tutta la larghezza del ponte.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Carico variabile da neve

La quota altimetrica del luogo è 650m s.l.m.

Il carico da neve vale quindi:

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.8)$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 2.5 \text{ kN/mq}$$

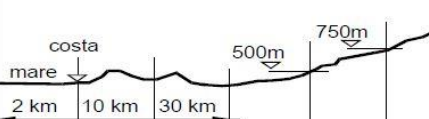
$$q_{sd} = \mu q_{sk} = 2.0 \text{ kN/mq}$$

Carico variabile da vento

La zona è conservativamente inserita nella categoria di esposizione III.

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

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

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9	
	costa mare
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

Il valore del coefficiente di esposizione $c_e = 1.6342$

$$q_b = 0.391$$

$c_p = 1.6$ (riferimento alle travi isolate p.to C3.3.10.4.1 di Circolare 617 del 2009)

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1.6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

con $\varphi = S_p/S = 0.0.748$ nel caso della passerella.

La pressione del vento è data dall'espressione $p = q_b c_p c_e c_d$ e vale:

$$p = q_b c_p c_e c_d = 1.023 \text{ kN/mq}$$

Nel calcolo delle strutture di fondazione si considera anche il vento sulla trave parallela (C.3.3.10.4.2 di Circolare 617 del 2009 "Travi Multiple") utilizzando il coefficiente $\mu = 0.2$

Combinazioni di carico

I carichi vengono combinati agli SLU con i coefficienti di Tabella 5.1.V di N.T.C.2008.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti ψ per le azioni variabili sono assunti invece da tabella 5.1.VI.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

I carichi in condizione statica vengono combinati secondo la combinazione A1 STR e le verifiche eseguite con l'Approccio 2.

Verifiche strutturali

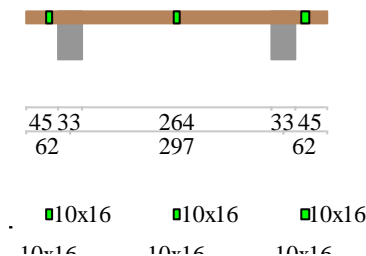
Verifica centine di copertura 10x16 C24

Le centine hanno dimensione 10x16cm e passo ~121.5.
 Conservativamente si presenta un calcolo piano della sezione che risulta maggiormente conservativo per la verifica dell'elemento ligneo.
 Si riporta il listato di verifica ottenuto col programma Beamcad
 TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.
 Classe di servizio 2 Kdef 0.8
 Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI										
Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI
 Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
 Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.35
 Gamma G2 inf. (permanentemente portati, effetto favorevole) 0.00
 Gamma G2 sup. (permanentemente portati, effetto sfavorevole) 1.50
 Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
 Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
 Combinazioni rare 1.00
 Combinazioni frequenti 0.20
 Combinazioni quasi permanenti 0.00

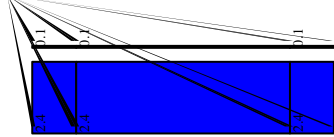
FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI
 Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali 1.5
 Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali 1.15
 Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
 Sezione n°3 10x16
 elem. Dim X Dim Y Xg Yg
 1 10.0 16.0 0.0 0.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
mensola sinistra	61.7	3	0.0	0.0	0.00
campata n. 1	297.0	3	0.0	0.0	0.00
mensola destra	61.7	3	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI				
appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		33.0	0.0000E+00	diretto
2		33.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



45 33	264	33 45
62	297	62

10x16 10x16 10x16

10x16 10x16 10x16

Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

MENSOLA SINISTRA

peso della trave 0.07

carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile
	0.00	0.06	2.43

CAMPATA n. 1

peso della trave 0.07

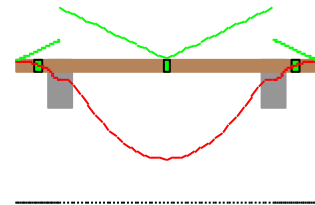
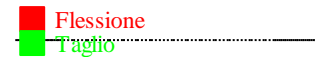
carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
		0.00		0.06	2.43

MENSOLA DESTRA

peso della trave 0.07

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
		0.00		0.06	2.43

Verifische (daN*cm)



Mensola sinistra

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.0	0.00	0	0.90	1.50	15.0	0.0	0.00
12	-291	0.90	1.50	144.0	0.7	0.00	-47	0.90	1.50	15.0	0.4	0.03
25	-1166	0.90	1.50	144.0	2.7	0.02	-94	0.90	1.50	15.0	0.9	0.06
37	-2623	0.90	1.50	144.0	6.1	0.04	-142	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
49	-5592	0.90	1.50	144.0	13.1	0.09	-189	0.90	1.50	15.0	1.8	0.12
62	-8416	0.90	1.50	144.0	19.7	0.14	-236	0.90	1.50	15.0	2.2	0.15

Valori massimi

$$x = 62$$
$$M = -8416$$
$$vf_{\max} = 0.137$$
$$x = 62$$
$$T = -236$$
$$vt_{\max} = 0.148$$

Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
62	-8416	0.90	1.50	144.0	19.7	0.14	592	0.90	1.50	15.0	5.6	0.37
121	26880	0.90	1.50	144.0	63.0	0.44	365	0.90	1.50	15.0	3.4	0.23
181	40384	0.90	1.50	144.0	94.6	0.66	138	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
240	40383	0.90	1.50	144.0	94.6	0.66	-138	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
299	26880	0.90	1.50	144.0	63.0	0.44	-365	0.90	1.50	15.0	3.4	0.23
359	-8416	0.90	1.50	144.0	19.7	0.14	-592	0.90	1.50	15.0	5.6	0.37

Valori massimi

Studio Tecnico ing. Franco Decaminada

x = 210
M = 42071
vf,max = 0.685
x = 359
T = -592
vt,max = 0.37

Mensola destra

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
359	-8416	0.90	1.50	144.0	19.7	0.14	236	0.90	1.50	15.0	2.2	0.15
371	-5592	0.90	1.50	144.0	13.1	0.09	189	0.90	1.50	15.0	1.8	0.12
383	-2623	0.90	1.50	144.0	6.1	0.04	142	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
396	-1166	0.90	1.50	144.0	2.7	0.02	94	0.90	1.50	15.0	0.9	0.06
408	-291	0.90	1.50	144.0	0.7	0.00	47	0.90	1.50	15.0	0.4	0.03
420	0	0.90	1.00	144.0	0.0	0.00	0	0.90	1.00	22.5	0.0	0.00

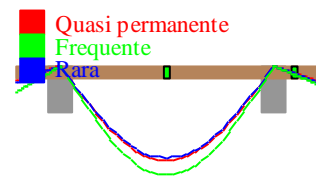
Valori massimi

x = 359
M = -8416
vf,max = 0.137
x = 359
T = 236
vt,max = 0.148

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	829	39.0	2.12	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
2	829	39.0	2.12	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00

Deformata (cm)



DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
mensola sx	0	0.104	0.121	0.192
mensola sx	12	0.082	0.096	0.152
mensola sx	25	0.061	0.071	0.113
mensola sx	37	0.039	0.046	0.074
mensola sx	49	0.019	0.022	0.036
mensola sx	62	0.000	0.000	0.000
campata n°1	111	0.359	0.347	0.413
campata n°1	171	0.651	0.628	0.747
campata n°1	230	0.695	0.672	0.799
campata n°1	289	0.479	0.463	0.551
campata n°1	349	0.075	0.073	0.087
mensola dx	367	0.014	0.015	0.017
mensola dx	379	0.036	0.038	0.043
mensola dx	392	0.059	0.063	0.071
mensola dx	404	0.083	0.088	0.099
mensola dx	416	0.107	0.113	0.127

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
mensola sx	0.10	595	0.12	510	0.19	322
campata n°1	0.71	418	0.69	433	0.82	364
mensola dx	0.11	538	0.12	510	0.14	451

REAZIONI VINCOLARI (daN)

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n.	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		829	-10	554	-2	133	11	27	14
	2		829	-10	554	-2	133	11	27	14

Verifica trave 16x26 GL24h di copertura

Si riporta il listato di verifica ottenuto col programma Beamcad

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.


Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



12533	453	33	453	33	453	33	453	33	453	33	455	30127
142	486		486		486		486		486		486	142

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.35
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.20
Combinazioni quasi permanenti	0.00

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.45
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1.15
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°2 16x26

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	16.0	26.0	0.0	0.0

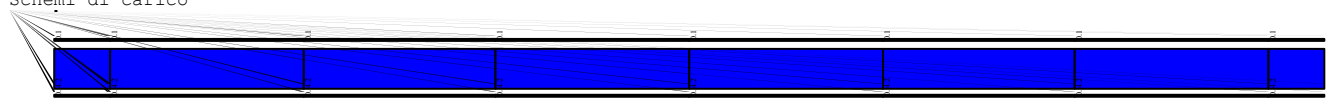
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
mensola sinistra	141.5	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 1	486.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 2	486.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 3	486.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 4	486.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 5	486.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 6	486.0	2	0.0	0.0	0.00
mensola destra	141.5	2	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1		33.0	0.0000E+00	diretto
2		33.0	0.0000E+00	diretto
3		33.0	0.0000E+00	diretto
4		33.0	0.0000E+00	diretto
5		33.0	0.0000E+00	diretto
6		33.0	0.0000E+00	diretto
7		30.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



12533	453	33	453	33	453	33	453	33	453	33	455	30127
142	486		486		486		486		486		486	142

Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

MENSOLA SINISTRA

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

CAMPATA n. 1

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

CAMPATA n. 2

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

CAMPATA n. 3

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

CAMPATA n. 4

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

CAMPATA n. 5

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

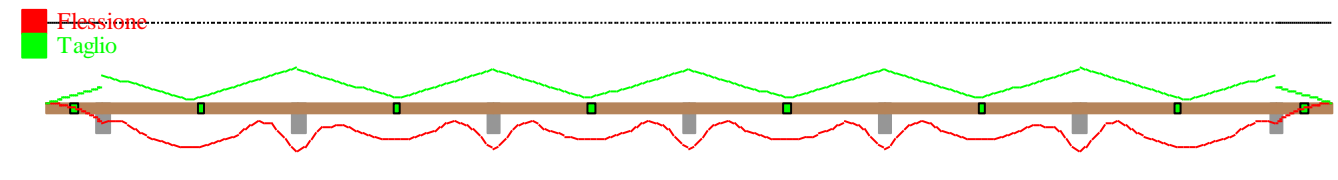
CAMPATA n. 6

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

MENSOLA DESTRA

peso della trave 0.16
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.12 0.11 4.20

Verifiche (daN*cm)



Mensola sinistra

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.45	162.0	0.0	0.00	0	0.90	1.45	16.8	0.0	0.00
28	-2734	0.90	1.45	162.0	1.5	0.01	-193	0.90	1.45	16.8	0.7	0.04
57	-10936	0.90	1.45	162.0	6.1	0.04	-386	0.90	1.45	16.8	1.4	0.08
85	-24606	0.90	1.45	162.0	13.6	0.08	-580	0.90	1.45	16.8	2.1	0.12
113	-43745	0.90	1.45	162.0	24.3	0.15	-773	0.90	1.45	16.8	2.8	0.17
142	-70232	0.90	1.45	162.0	39.0	0.24	-966	0.90	1.45	16.8	3.5	0.21

Valori massimi

x = 142
M = -70232
vf,max = 0.241
x = 142
T = -966
vt,max = 0.208

Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
142	-70232	0.90	1.45	162.0	39.0	0.24	1655	0.90	1.45	16.8	6.0	0.36
239	109264	0.90	1.45	162.0	60.6	0.37	991	0.90	1.45	16.8	3.6	0.21
336	156767	0.90	1.45	162.0	87.0	0.54	328	0.90	1.45	16.8	1.2	0.07
433	139765	0.90	1.45	162.0	77.5	0.48	-720	0.90	1.45	16.8	2.6	0.15
530	-65640	0.90	1.45	162.0	36.4	0.22	-1383	0.90	1.45	16.8	5.0	0.30
628	-174621	0.90	1.45	162.0	96.9	0.60	-2047	0.90	1.45	16.8	7.4	0.44

Valori massimi

x = 628
M = -174621
vf,max = 0.598
x = 628
T = -2047
vt,max = 0.44

Studio Tecnico ing. Franco Decaminada

Campata n° 2

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
628	-174621	0.90	1.45	162.0	96.9	0.60	1976	0.90	1.45	16.8	7.1	0.43
725	-78052	0.90	1.45	162.0	43.3	0.27	1312	0.90	1.45	16.8	4.7	0.28
822	123507	0.90	1.45	162.0	68.5	0.42	649	0.90	1.45	16.8	2.3	0.14
919	123694	0.90	1.45	162.0	68.6	0.42	-615	0.90	1.45	16.8	2.2	0.13
1016	-66027	0.90	1.45	162.0	36.6	0.23	-1279	0.90	1.45	16.8	4.6	0.28
1114	-164422	0.90	1.45	162.0	91.2	0.56	-1942	0.90	1.45	16.8	7.0	0.42

Valori massimi

x = 628
M = -174621
vf,max = 0.598
x = 628
T = 1976
vt,max = 0.425

Campata n° 3

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
1114	-164422	0.90	1.45	162.0	91.2	0.56	1947	0.90	1.45	16.8	7.0	0.42
1211	-65946	0.90	1.45	162.0	36.6	0.23	1283	0.90	1.45	16.8	4.6	0.28
1308	125964	0.90	1.45	162.0	69.9	0.43	620	0.90	1.45	16.8	2.2	0.13
1405	124754	0.90	1.45	162.0	69.2	0.43	-637	0.90	1.45	16.8	2.3	0.14
1502	-67129	0.90	1.45	162.0	37.2	0.23	-1300	0.90	1.45	16.8	4.7	0.28
1600	-167388	0.90	1.45	162.0	92.9	0.57	-1964	0.90	1.45	16.8	7.1	0.42

Valori massimi

x = 1600
M = -167388
vf,max = 0.573
x = 1600
T = -1964
vt,max = 0.423

Campata n° 4

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
1600	-167388	0.90	1.45	162.0	92.9	0.57	1964	0.90	1.45	16.8	7.1	0.42
1697	-67129	0.90	1.45	162.0	37.2	0.23	1300	0.90	1.45	16.8	4.7	0.28
1794	124754	0.90	1.45	162.0	69.2	0.43	637	0.90	1.45	16.8	2.3	0.14
1891	125964	0.90	1.45	162.0	69.9	0.43	-620	0.90	1.45	16.8	2.2	0.13
1988	-65946	0.90	1.45	162.0	36.6	0.23	-1283	0.90	1.45	16.8	4.6	0.28
2086	-164422	0.90	1.45	162.0	91.2	0.56	-1947	0.90	1.45	16.8	7.0	0.42

Valori massimi

x = 1600
M = -167388
vf,max = 0.573
x = 1600
T = 1964
vt,max = 0.423

Campata n° 5

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
2086	-164422	0.90	1.45	162.0	91.2	0.56	1942	0.90	1.45	16.8	7.0	0.42
2183	-66027	0.90	1.45	162.0	36.6	0.23	1279	0.90	1.45	16.8	4.6	0.28
2280	123694	0.90	1.45	162.0	68.6	0.42	615	0.90	1.45	16.8	2.2	0.13
2377	123507	0.90	1.45	162.0	68.5	0.42	-649	0.90	1.45	16.8	2.3	0.14
2474	-78052	0.90	1.45	162.0	43.3	0.27	-1312	0.90	1.45	16.8	4.7	0.28
2572	-174621	0.90	1.45	162.0	96.9	0.60	-1976	0.90	1.45	16.8	7.1	0.43

Valori massimi

x = 2572
M = -174621
vf,max = 0.598
x = 2572
T = -1976
vt,max = 0.425

Campata n° 6

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
2572	-174621	0.90	1.45	162.0	96.9	0.60	2047	0.90	1.45	16.8	7.4	0.44
2669	-65640	0.90	1.45	162.0	36.4	0.22	1383	0.90	1.45	16.8	5.0	0.30
2766	139765	0.90	1.45	162.0	77.5	0.48	720	0.90	1.45	16.8	2.6	0.15
2863	156767	0.90	1.45	162.0	87.0	0.54	-328	0.90	1.45	16.8	1.2	0.07
2960	109264	0.90	1.45	162.0	60.6	0.37	-991	0.90	1.45	16.8	3.6	0.21
3058	-70098	0.90	1.45	162.0	38.9	0.24	-1655	0.90	1.45	16.8	6.0	0.36

Valori massimi

x = 2572
M = -174621
vf,max = 0.598
x = 2572
T = 2047
vt,max = 0.44

Mensola destra

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
3058	-70098	0.90	1.45	162.0	38.9	0.24	966	0.90	1.45	16.8	3.5	0.21
3086	-43745	0.90	1.45	162.0	24.3	0.15	773	0.90	1.45	16.8	2.8	0.17

Studio Tecnico ing. Franco Decaminada

3114	-24606	0.90	1.45	162.0	13.7	0.08	580	0.90	1.45	16.8	2.1	0.12
3142	-10936	0.90	1.45	162.0	6.1	0.04	386	0.90	1.45	16.8	1.4	0.08
3171	-2734	0.90	1.45	162.0	1.5	0.01	193	0.90	1.45	16.8	0.7	0.04
3199	0	0.90	1.45	162.0	0.0	0.00	0	0.90	1.45	16.8	0.0	0.00

Valori massimi

x = 3058

M = -70098

vf,max = 0.24

x = 3058

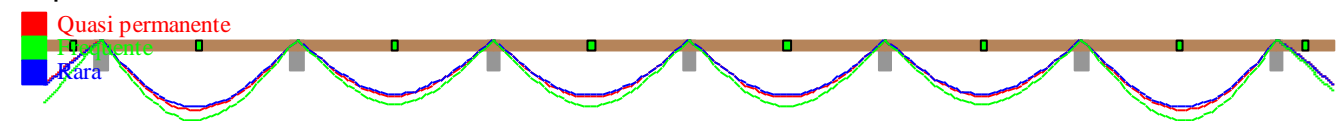
T = 966

vt,max = 0.208

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	2621	39.0	4.20	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
2	4023	39.0	6.45	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
3	3889	39.0	6.23	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
4	3928	39.0	6.30	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
5	3889	39.0	6.23	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
6	4023	39.0	6.45	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33
7	2621	36.0	4.55	1.750	0.90	1.45	27.000	29.33

Deformata (cm)



DEFORMATA

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
mensola sx	0.58	244	0.61	233	0.84	168
campata n°1	0.93	521	0.90	542	1.07	454
campata n°2	0.75	649	0.72	670	0.86	565
campata n°3	0.77	634	0.74	657	0.88	553
campata n°4	0.77	634	0.74	657	0.88	553
campata n°5	0.75	649	0.72	670	0.86	565
campata n°6	0.93	521	0.90	542	1.07	454
mensola dx	0.61	233	0.61	233	0.71	201

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2621	-70	1756	-12	462	74	139	96
	2		4023	-344	2691	-177	702	72	204	134
	3		3889	-503	2600	-285	673	39	191	121
	4		3928	-445	2627	-246	681	51	195	125
	5		3889	-503	2600	-285	673	39	191	121
	6		4023	-344	2691	-177	702	72	204	134
	7		2621	-70	1756	-12	462	74	139	96

Verifica tavolato dell'impalcato

Si esegue la verifica per il carico concentrato di 10kN su un'impronta quadrata di lato 10cm (5.1.3.3.3 NTC2008)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : media durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	280.0	195.0	4.5	265.0	30.0	32.0	126000	7800	0.00041	0.000010

Prospetto trave



10601060106010
70 70 70

100x100x100x3
3x100x100x100

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI
Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.35
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole) 0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole) 1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.40
Combinazioni quasi permanenti 0.00

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali 1.45
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali 1.15
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
Sezione n°5 3x100
elem. Dim X Dim Y Xg Yg
1 100.0 3.0 0.0 0.0

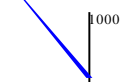
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	70.0	5	0.0	0.0	0.00
campata n. 2	70.0	5	0.0	0.0	0.00
campata n. 3	70.0	5	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		10.0	0.0000E+00 diretto
2		10.0	0.0000E+00 diretto
3		10.0	0.0000E+00 diretto
4		10.0	0.0000E+00 diretto

Schemi di carico



10601060106010
70 70 70

100x100x100x3
3x100x100x100

Carico variabile di media durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

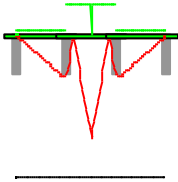
CAMPATA n. 1
peso della trave 0.12

CAMPATA n. 2
peso della trave 0.12
forza concentrata perm. struttura permanente portato variabile ascissa da sin. ampiezza
0.00 0.00 1000.00 35.0 1.0

CAMPATA n. 3
peso della trave 0.12

Verifiche (daN*cm)

Flessione
Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.80	1.45	169.9	0.0	0.00	-109	0.80	1.45	17.7	0.5	0.03
14	-1540	0.80	1.45	169.9	10.3	0.06	-111	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
28	-3104	0.80	1.45	169.9	20.7	0.12	-113	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
42	-4692	0.80	1.45	169.9	31.3	0.18	-115	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
56	-6305	0.80	1.45	169.9	42.0	0.25	-117	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
70	-6861	0.80	1.45	169.9	45.7	0.27	-119	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03

Valori massimi

x = 65
M = -7395
vf,max = 0.29
x = 70
T = -119
vt,max = 0.034

Campata n° 2

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
70	-6861	0.80	1.45	169.9	45.7	0.27	756	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21
84	2624	0.80	1.45	169.9	17.5	0.10	754	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21
98	13157	0.80	1.45	169.9	87.7	0.52	751	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21
112	13157	0.80	1.45	169.9	87.7	0.52	-751	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21
126	2624	0.80	1.45	169.9	17.5	0.10	-754	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21
140	-6861	0.80	1.45	169.9	45.7	0.27	-756	0.80	1.45	17.7	3.8	0.21

Valori massimi

x = 105
M = 18223
vf,max = 0.715
x = 140
T = -756
vt,max = 0.214

Campata n° 3

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
140	-6861	0.80	1.45	169.9	45.7	0.27	119	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
154	-6305	0.80	1.45	169.9	42.0	0.25	117	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
168	-4692	0.80	1.45	169.9	31.3	0.18	115	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
182	-3104	0.80	1.45	169.9	20.7	0.12	113	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
196	-1540	0.80	1.45	169.9	10.3	0.06	111	0.80	1.45	17.7	0.6	0.03
210	0	0.80	1.45	246.4	0.0	0.00	109	0.80	1.45	17.7	0.5	0.03

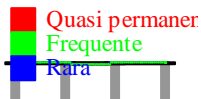
Valori massimi

x = 145
M = -7395
vf,max = 0.29
x = 140
T = 119
vt,max = 0.034

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	109	13.0	0.08	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97
2	876	16.0	0.55	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97
3	876	16.0	0.55	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97
4	109	13.0	0.08	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97

Deformata (cm)



DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	12	0.001	0.000	0.001
campata n°1	26	0.001	0.001	0.001
campata n°1	40	0.001	0.001	0.001
campata n°1	54	0.001	0.000	0.001
campata n°1	68	0.000	0.000	0.000
campata n°2	79	0.049	0.049	0.065
campata n°2	93	0.117	0.117	0.155
campata n°2	107	0.141	0.141	0.186
campata n°2	121	0.097	0.097	0.128
campata n°2	135	0.025	0.025	0.033
campata n°3	147	0.000	0.000	0.000
campata n°3	161	0.001	0.000	0.001
campata n°3	175	0.001	0.001	0.001
campata n°3	189	0.001	0.001	0.001
campata n°3	203	0.000	0.000	0.000

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	0.00	54344	0.00	97757	0.00	54281
campata n°2	0.14	492	0.14	493	0.19	373
campata n°3	0.00	54344	0.00	97757	0.00	54281

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		5	-109	3	-72	3	-27	3	3
2		876	9	584	9	239	9	9	9
3		876	9	584	9	239	9	9	9
4		5	-109	3	-72	3	-27	3	3

Verifica trave 20x197.5 dell'impalcato

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

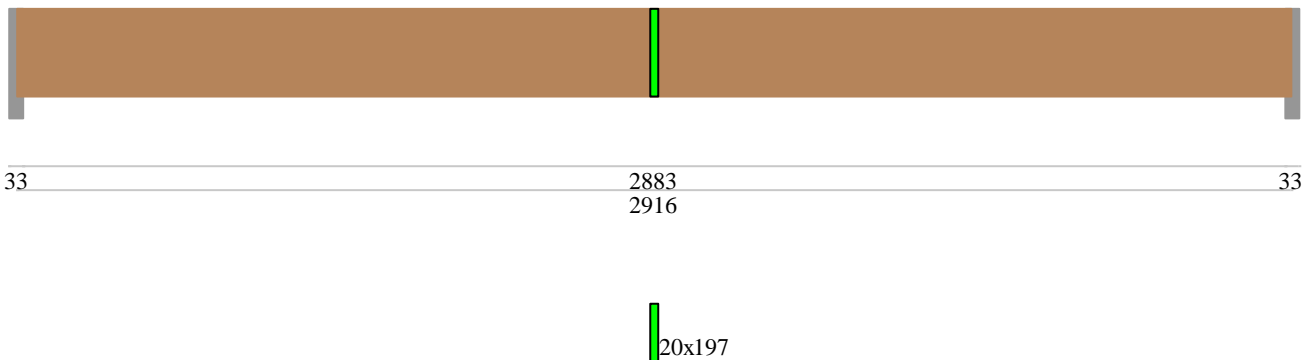
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : media durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	280.0	195.0	4.5	265.0	30.0	32.0	126000	7800	0.00041	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00

Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.35

38100- Trento – viale Trieste 7/1 – tel. 0461.236102

C.f. DCM FNC 56T06 C372T – P.IVA 00584720221

Studio Tecnico ing. Franco Decaminada

Gamma G2 inf. (permanenti portati, effetto favorevole) 0.00
Gamma G2 sup. (permanenti portati, effetto sfavorevole) 1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.40
Combinazioni quasi permanenti 0.00

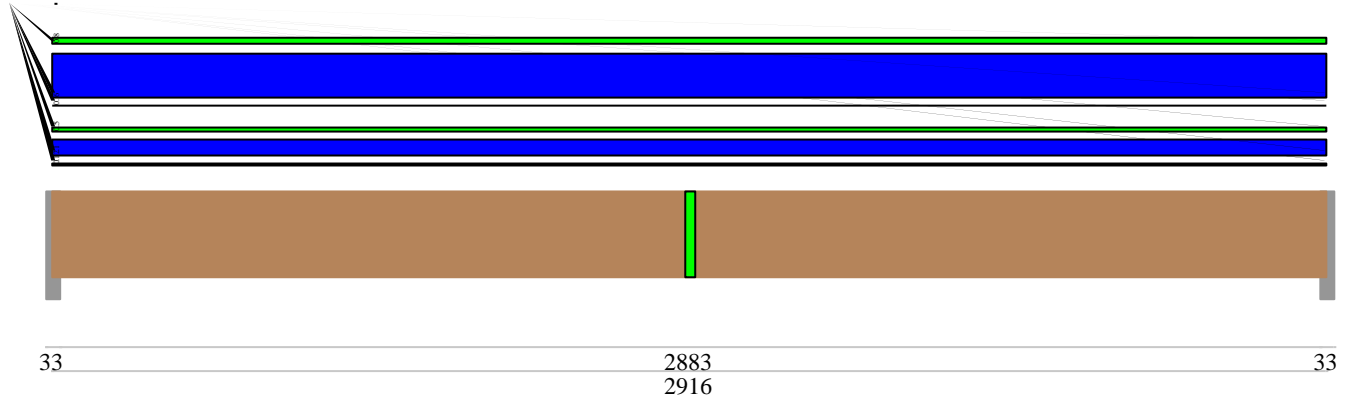
FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali 1.45
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali 1.15
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
Sezione n°4 20x197
elem. Dim X Dim Y Xg Yg
1 20.0 197.0 0.0 0.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n. 1 luce sezione estradosso iniziale estradosso finale Y asse
2916.0 4 0.0 0.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n. nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 33.0 0.0000E+00 diretto
2 33.0 0.0000E+00 diretto

Schemi di carico

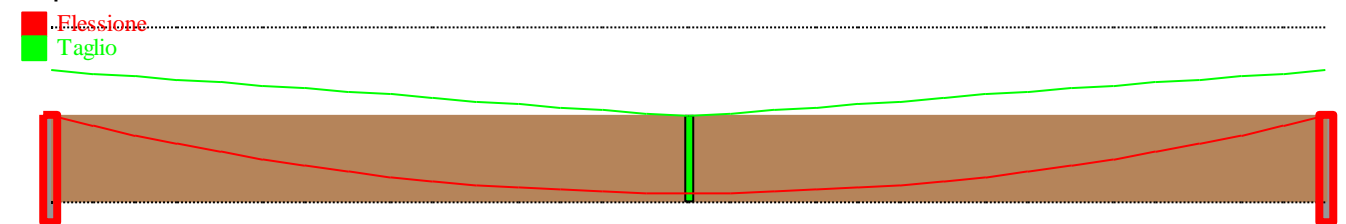


Carico variabile di media durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso della trave 1.62
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.10 0.53 2.10
0.10 0.84 6.00

Verifiche (daN*cm)



Campata n° 1
x M kmod gamma fm,d sig,d vf,max T kmod gamma fv,d taud vt.max
0 -2 0.80 1.45 154.5 0.0 0.00 24284 0.80 1.45 17.7 9.2 0.52
583 11330010 0.80 1.45 154.5 87.6 0.57 14570 0.80 1.45 17.7 5.5 0.31

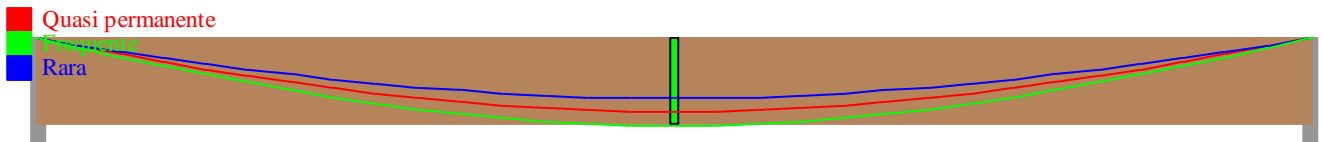
1166	16995010	0.80	1.45	154.5	131.4	0.85	4857	0.80	1.45	17.7	1.8	0.10
1750	16995010	0.80	1.45	154.5	131.4	0.85	-4857	0.80	1.45	17.7	1.8	0.10
2333	11330010	0.80	1.45	154.5	87.6	0.57	-14570	0.80	1.45	17.7	5.5	0.31
2916	1	0.80	1.45	224.0	0.0	0.00	-24284	0.80	1.45	17.7	9.2	0.52

Valori massimi
 $x = 1458$
 $M = 17703140$
 $v_{f,max} = 0.886$
 $x = 0$
 $T = 24284$
 $v_{t,max} = 0.524$

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	24284	36.0	33.73	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97 ***
2	24284	36.0	33.73	1.750	0.80	1.45	30.000	28.97 ***

Deformata (cm)



DEFORMATA

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	8.10	360	6.61	441	9.62	303

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		24284	2647	16454	2647	9368	2647	4644	2647
2		24284	2647	16454	2647	9368	2647	4644	2647

La deformata ultima massima è pari a $L/360$ e rispetta i limiti di EC5 prospetto 7.2

prospetto 7.2 Esempi di valori limite per le frecce di travi

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Trave su due appoggi	da $L/300$ a $L/500$	da $L/250$ a $L/350$	da $L/150$ a $L/300$
Travi a mensola	da $L/150$ a $L/250$	da $L/125$ a $L/175$	da $L/75$ a $L/150$

Verifica trave 14x43/~243 dell'impalcato

Si riporta il listato di verifica ottenuto col programma Beamcad

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.
 Classe di servizio 2 Kdef 0.8
 Durata del carico variabile : media durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



20 240 20
260

14x43

14x43

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.35
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole) 0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole) 1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.40
Combinazioni quasi permanenti 0.00

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali 1.45
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali 1.15
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°5 14x43

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	14.0	43.0	0.0	0.0

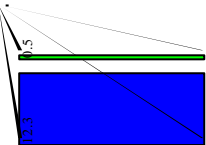
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	260.0	5	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		20.0	0.0000E+00 diretto
2		20.0	0.0000E+00 diretto

Schemi di carico



20 240 20
260

14x43

14x43

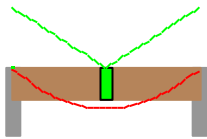
Carico variabile di media durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	0.23			
carico uniforme	0.00	0.50	12.25	

Verifiche (daN*cm)



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	sig,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.80	1.45	136.9	0.0	0.00	2526	0.80	1.45	14.9	6.3	0.42
52	105098	0.80	1.45	136.9	24.4	0.18	1516	0.80	1.45	14.9	3.8	0.25
104	157647	0.80	1.45	136.9	36.5	0.27	505	0.80	1.45	14.9	1.3	0.08
156	157647	0.80	1.45	136.9	36.5	0.27	-505	0.80	1.45	14.9	1.3	0.08
208	105098	0.80	1.45	136.9	24.4	0.18	-1516	0.80	1.45	14.9	3.8	0.25
260	0	0.80	1.45	136.9	0.0	0.00	-2526	0.80	1.45	14.9	6.3	0.42

Valori massimi

x = 130

M = 164216

vf,max = 0.278

x = 0

T = 2526

vt,max = 0.423

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	2526	23.0	7.85	1.750	0.80	1.45	27.000	26.07
2	2526	23.0	7.85	1.750	0.80	1.45	27.000	26.07

Deformata (cm)



DEFORMATA

campata x f qp(visc.) f ra(elast.) f fr(visc.)

campata n°1	43	0.038	0.036	0.049
campata n°1	95	0.069	0.066	0.088
campata n°1	147	0.073	0.070	0.095
campata n°1	199	0.051	0.048	0.065
campata n°1	251	0.008	0.008	0.010

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	0.07	3470	0.07	3626	0.10	2692

REAZIONI VINCOLARI (daN)

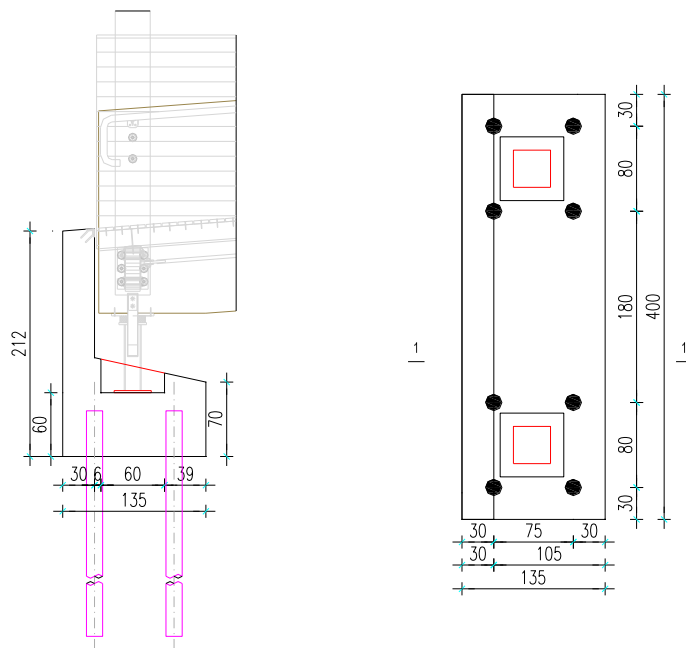
appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2526	30	1687	30	732	30	95	30
	2		2526	30	1687	30	732	30	95	30

Verifica spalla

La reazione massima all'appoggio di ciascuna trave 20x197.5cm è pari a 243kN.

Viene realizzata una fondazione di dimensioni 1.35x4x0.6 con 8 micropali valvolati con profilo tubolare $\phi 152.8 \times 10$ in acciaio S355JR e lunghezza $L=700$ cm. Il foro di perforazione avrà diametro $\phi 240$ mm.

Per una maggior efficacia dell'appoggio, per evitare problemi di punzonamento e flessioni dovute alla distribuzione dei pali rispetto agli appoggi i micropali sono concentrati in corrispondenza dei due appoggi delle travi, rispettando un interasse di 3 diametri ($3 \times 240 = 720$ mm).



Calcolo resistenza assiale di un micropalo

I micropali sono del tipo IGU $\phi 152.8 \times 10$ in acciaio S355. Le modalità di realizzazione sono descritte nelle tavole esecutive.

Di seguito si riporta la resistenza di ciascun micropalo in relazione alla propria lunghezza calcolata in accordo a quanto presente in letteratura:

Armando Mannino, "I micropali, tecniche di progetto e verifica" (metodo di Bustamante e Doix).

Le verifiche si svolgono sempre con l'approccio n°2 (NTC2008 p.to 6.4.2.1) ed i rispettivi coefficienti di sicurezza sulle resistenze sono di seguito riportati:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_R	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Conservativamente si trascura sempre la resistenza alla punta dei micropali.

Calcolo della resistenza compressione e a trazione di un micropalo $L=700\text{cm}$ e $D_p=240\text{mm}$.

Calcolo resistenza micropali				TABELLA 4 Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un tirante o di un micropalo iniettato.			
Dp=			240 mm				
α =			1,4				
Ds= α Dp=			336 mm				
s=Res.tang.di interfaccia=			0,1 Mpa				
Lpalo=			7000 mm				
γ_{R3} compressione=			1,15				
γ_{R3} trazione=			1,25				
fattore correlazione ζ =			1,7				
Rcompr= $\pi D_s L s / \zeta \gamma_{R3} + P$			377,9553 kN				
Rtraz= $\pi D_s L s / \zeta \gamma_{R3}$			347,7189 kN				

Suoli	Coefficiente α		Quantità minima di malta consigliata V_s
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3+1,4	$1,5 \cdot V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6+1,8	1,2+1,4	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5+1,6	1,2+1,3	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia grossolana	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia media	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia fina	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia limosa	1,4+1,5	1,1+1,2	$\begin{cases} 1,5 + 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Limo	1,4+1,6	1,1+1,2	$\begin{cases} 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Argilla	1,8+2	1,2	$\begin{cases} (2,5 + 3) \cdot V_s & \text{per IRS} \\ (1,5 + 2) \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Marna	1,8	1,1+1,2	$(1,5 + 2) \cdot V_s$ per strato compatto
Calcarei marnosi	1,8	1,1+1,2	$(2 + 6) \cdot V_s$ o più, per strato fratturato
Gesso alterato e fratturato	1,8	1,1+1,2	
Roccia alterata e fratturata	1,2	1,1	$(1,1 + 1,5) \cdot V_s$ se lo strato è finemente fessurato 2 o più se lo strato è fratturato

V_s : volume del bulbo della sigillatura;
 IRS : iniezione ripetitiva e selettiva;
 IGU : iniezione globale con processo di messa in pressione unico.
 * : con $p_1 > p_2$
 ** : con $0,5 \cdot p_1 < p_2 < p_1$

Calcolo resistenza assiale della palificata

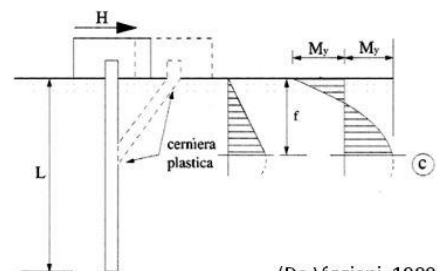
L'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti è sempre maggiore dell'unità (Vesic, 1968). Si può quindi assumere che la portanza del gruppo di pali sia pari a quella del palo singolo moltiplicata per il numero di pali.

Calcolo resistenza laterale di un micropalo

Il calcolo della Forza resistente orizzontale di ciascun micropalo viene svolto in accordo a C.Viggiani, *Fondazioni* rientrando nel caso di palo lungo a rotazione a testa impedita in terreni incoerenti.

- Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$



(Da Viggiani, 1999)

Conservativamente il momento plastico M_y si calcola in riferimento al solo profilo in acciaio che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

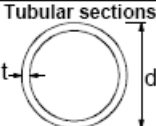
Diametro esterno nominale	D	152,00 [mm]
Spessore nominale	T	10,00 [mm]
Diametro interno nominale	d	132,00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	44,6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	1130 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5,03 [cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	149 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	202 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	2260 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	297 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355 [MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0,81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	152,00 [mm]
Spessore	t	10,00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	15,20 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections							
							
Class	Section in bending and/or compression						
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$						
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.							
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

$$M_y = W_{pl} f_y / \gamma_M = 202 \cdot 355 / (1.05 \cdot 10^3) = 68 \text{ kNm}$$

$$H_{Rk} = 98 \text{ kN}$$

$$H_{Rd} = H_{S_k} / (\zeta \gamma_{R3}) = 44 \text{ kN}$$

Con:

$$\zeta = 1.7$$

$$\gamma_{R3} = 1.3$$

Calcolo resistenza laterale della palificata

L'efficienza della palificata relativamente ai carichi orizzontali per interassi tra i pali variabili da 3 a 7 diametri è pari a $E \sim 0.66$ (C.Viggiani, Fondazioni). Nel nostro caso assumiamo quindi per ciascuna spalla:

$$H_{Rd(palificata)} = 44 \cdot 8 \cdot 0.66 = 232 \text{ kN}$$

Verifica dei micropali per le forze verticali

Su un palo la forza di compressione massima è pari a $N_{sd1} = 65 \text{ kN}$ (reazione appoggio trave/n°pali = 243/4 kN)

La massima azione sollecitante il palo è inferiore alla resistenza calcolata nel paragrafo "calcolo resistenza assiale dei micropali" pari a 377kN.

La verifica è soddisfatta.

La resistenza della sezione del palo calcolata con le formule relative alle sezioni composte acciaio-clc (par.4.3.5.3.1 di N.T.C.2008) è pari a:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{\pi(152^2 - 142^2) \cdot 355}{4 \cdot 1.05} + \frac{\pi 142^2 \cdot 0.85 \cdot 25}{4 \cdot 1.5} = 780 + 224 = 1004 \text{ kN}$$

La resistenza è superiore alla sollecitazione.

La verifica è soddisfatta.

La disposizione centrata dei micropali rispetto agli appoggi previene rotture da punzonamento della fondazione.

Si riporta comunque la verifica sia del pilastro che del singolo palo.

Verifica a punzonamento secondo EC2 - pilastro									
La verifica risulta soddisfatta se:									
$v_{ed} < v_{rd,c}$		0,29118888	<	3,5361869	Mpa	VERIFICA SODDISFATTA			
$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed,red}}{u \cdot d} =$		0,2911889 Mpa							
con:	Ved=	250	kN	Forza Fz sollecitante					
	β=	1,4		coefficiente amplificativo					
	u=	2185,4	mm	Perimetro di verifica					
	L ₁ =	35	cm						
	L ₂ =	35	cm						
a (dist.alla quale calc perimetri)=		13	cm						
	d=	550	mm	altezza utile					
$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}$					3,53618689	Mpa	p.to 6,4,4 EC2 novembre2005		
	γC=	1,5							
	Rck=	40	Mpa						
	fck=	32	Mpa						
As y=	678,5840132	mm^2	Area cls y=	550000	ρy=	0,0012338			
As x=	678,5840132	mm^2	Area cls x=	550000	ρx=	0,0012338			
ferri a punzonamento nelle 2 direzioni			6	φ	12				
			6	φ	12				
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \cdot d \text{ in mm}$		1,603023							
$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$		0,001234							
Crd=		0,12							
$v_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}}$		0,401839							

1) Calcolo della resistenza massima del cls in adiacenza ai pilastri				
<div>$v_{ED} = \frac{\beta V_{ED}}{u_0 d} \leq v_{RD, \max} \quad (6.53)$</div>				
0,45455	<	4,74	verifica soddisfatta	
u0=	1400	mm		
<div>$v_{RD, \max} = 0.5 v_{f_{cd}}$</div>		4,74	Mpa	
<div>$v = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250}) \quad \text{con } f_{ck} \text{ in MPa}$</div>		0,52		

Verifica a punzonamento secondo EC2 - palo					
La verifica risulta soddisfatta se:					
$v_{ed} < v_{rd, c}$		0,06717579	<	1,4734112 Mpa	VERIFICA SODDISFATTA
$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed, red}}{u \cdot d} =$		0,0671758 Mpa			
con:	Ved=	65	kN	Forza Fz sollecitante	
	β =	1,5		Nessuna eccentricità	
	u=	2638,9	mm	Perimetro di verifica	
	d palo=	24	cm		
a (dist.alla quale calc perimetri)=	30	cm	Distanza di calcolo		
	d=	550	mm	altezza utile	
$v_{Rd, c} = C_{Rd, c} k (100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}$		1,4734112 Mpa		p.to 6,4,4 EC2 novembre2005	
	γ_c =	1,5			
	Rck=	40	Mpa		
	fck=	32	Mpa		
As y=	678,5840132	mm^2	Area cls y=	550000	ρ_y = 0,0012338
As x=	678,5840132	mm^2	Area cls x=	550000	ρ_x = 0,0012338
ferri a punzonamento nelle 2 direzioni		6	ϕ	12	
		6	ϕ	12	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \cdot d \text{ in mm}$		1,603023			
$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$		0,001234			
	Crd=	0,12			
$v_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}}$		0,401839			
N.B.	Se a=2d				
	u=	3116.371519			
$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed, red}}{u \cdot d} =$		0,037923			
$v_{Rd, c} = C_{Rd, c} k (100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min}$		0,401839			

1) Calcolo della resistenza massima del cls in adiacenza ai pali									
$v_{ED} = \frac{\beta V_{ED}}{u_0 d} \leq v_{RD,max} \quad (6.53)$									
	0,23512	<	5,58	verifica soddisfatta					
u0=	754	mm							
$v_{RD,MAX} = 0.5 f_{cd}$									
			5,58	Mpa					
$v = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250}) \quad \text{con } f_{ck} \text{ in MPa}$									
			0,52						

Verifica dei micropali per le forze orizzontali

Azione dovuta al vento

Trasversalmente la superficie piena esposta al vento è pari ad $S_p=85\text{mq}$ (mentre longitudinalmente è più ridotta e circa pari a $A_L=8\text{mq}$).

Moltiplicando la superficie per la pressione del vento ed amplificandola per il fattore di amplificazione dei carichi variabili si ottiene:

$$F_{\text{TSLU}}=95 \cdot 1.023 \cdot 1.5=146\text{kN}$$

Considerando per la verifica degli appoggi anche il contributo della trave parallela con $\mu=0.2$ otteniamo:

$$F_{\text{TTOTSLU}}=175\text{kN}$$

La Forza orizzontale resistente della palificata di una spalla, come calcolata nel paragrafo *Calcolo resistenza laterale della palificata* è:

$$H_{\text{Rd}}(2\text{SPALLE})=[44 \cdot 8 \cdot 0.66] \cdot 2=464\text{kN}.$$

L'azione sollecitante è inferiore all'azione resistente. La verifica è soddisfatta

Azione sismica

Lo studio sismico della struttura viene fatto con un'analisi lineare statica equivalente facendo riferimento ai seguenti parametri:

Sito di realizzazione: Spiazzo Rendena

Categoria di sottosuolo tipo C

Categoria topografica T1

Fattore di struttura $q=1$

$V_N=50$ anni

$C_U=1$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate LONGITUDINE 10,7404 LATITUDINE 46,1045

☒ Ricerca per comune REGIONE Trentino-Alto Adige PROVINCIA Trento COMUNE Spiazzo

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo del reticolo: ☐ Sito esterno al reticolo, ☒ Interpolazione su 3 nodi, ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_k info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_u info

Valori di progetto
 Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info
 Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \end{array} \right.$
 Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$
 Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \end{array} \right.$
 Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$

Elaborazioni
☐ Grafici parametri azione
☐ Grafici spettri di risposta
☐ Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 ---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info $S_o = 1,500$ $C_c = 1,533$ info
 Categoria topografica T1 info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=altezza sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\zeta = 5\%$ $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\text{Fattore } q_0 = 1$ Regol. in altezza si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto $\text{Fattore } q = 1$ $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni
☐ Grafici spettri di risposta
☐ Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,062 g
F_o	2,698
T_c	0,317 s
S_o	1,500
C_c	1,533
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T_B	0,162 s
T_C	0,487 s
T_D	1,847 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_2 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+1)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

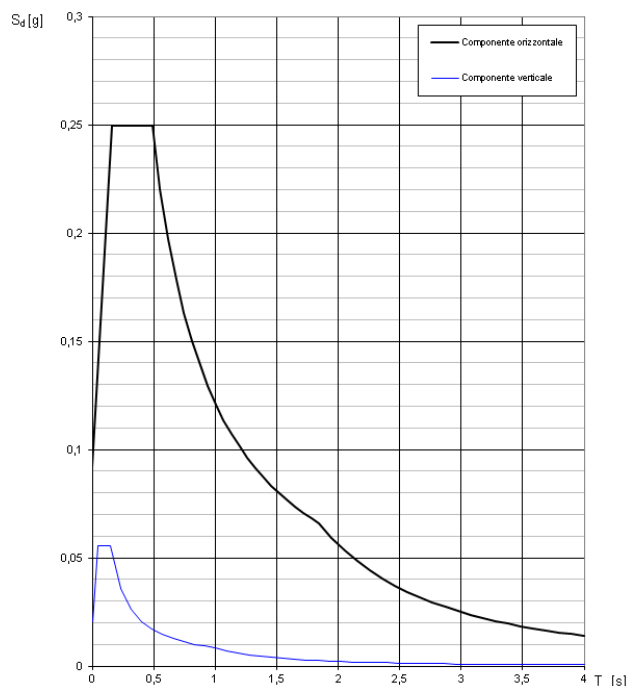
$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S _d [g]
0,000	0,092
0,162	0,250
0,487	0,250
0,552	0,220
0,616	0,197
0,681	0,178
0,746	0,163
0,811	0,150
0,875	0,139
0,940	0,129
1,005	0,121
1,070	0,114
1,134	0,107
1,199	0,101
1,264	0,096
1,329	0,091
1,393	0,087
1,458	0,083
1,523	0,080
1,588	0,076
1,652	0,074
1,717	0,071
1,782	0,068
1,847	0,066
1,949	0,059
2,052	0,053
2,154	0,048
2,257	0,044
2,359	0,040
2,462	0,037
2,564	0,034
2,667	0,032
2,770	0,029
2,872	0,027
2,975	0,025
3,077	0,024
3,180	0,022
3,282	0,021
3,385	0,020
3,487	0,018
3,590	0,017

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



Conservativamente si assume il valore di plateau $S_{eSLV}=0.25g$ per il calcolo dell'azione sismica da moltiplicare per la massa sismica W . Quest'ultima è data dai pesi propri e permanenti portati in quanto i coefficienti ψ_2 riferiti al carico da folla ed alla neve risultano nulli.

$$W_{sismica} = (29.7 \cdot 2.6) \cdot (2) = 155 \text{ kN}$$

Dove 2 kN/mq è il carico distribuito dovuto al peso proprio e permanente portato del ponte.

$$L'azione sismica \text{ è } F_{SLV} = S_{eSLV} W = 40 \text{ kN}$$

Tale valore è notevolmente inferiore all'azione del vento.

La verifica, in riferimento al paragrafo precedente, è soddisfatta.

Calcolo del cedimento

Il cedimento del singolo palo è calcolabile come:

$$w_s = d / \lambda F S = 240 / (40 \cdot 5.8) = 1.03 \text{ mm (da C.Viggiani, Fondazioni)}$$

con $\lambda = 40$ valido per palo trivellato in terreno incoerente.

Il cedimento del gruppo di pali è:

$$w = w_s R_s = 1.03 \cdot 5.54 = \mathbf{5.7 \text{ mm}}$$

dove:

$$R_s = R_g \quad n^\circ = 5.54$$

$$R_g = 0.5 / R + 0.13 / R^2 = 0.69175$$

$$R = \text{radq}(n^\circ \text{ i/L}) = 0.9258$$

con i =interasse pali (75cm), L =lunghezza (700cm) ed n° numero di pali (8).

Il valore del cedimento della palificata è compatibile con l'opera.

Allungamento dovuto al ΔT (variazione di temperatura)

Considerando, in modo ampiamente conservativo, una variazione di temperatura di 60° il massimo allungamento della passerella risulta:

$$\Delta L = \alpha_T L_0 \Delta T = 5 \cdot 10^{-6} \cdot 29.16 \cdot 60^\circ = 0.88 \text{ cm}$$

I quattro dispositivi in neoprene armato disposti in corrispondenza degli appoggi garantiscono tale spostamento impedendo che si generino coazioni interne. Tali dispositivi garantiscono la trasmissione di tutte le azioni calcolate.

INDICE

Generalita'	1
Normative di riferimento	3
Materiali	4
Procedure di accettazione per nuove strutture in c.a.	5
Procedure di accettazione per nuove strutture in legno.....	6
Procedure di accettazione per nuove strutture in acciaio.....	6
Considerazioni geotecniche - note sul terreno di fondazione.....	7
Parametri per l' analisi sismica	8
Software di calcolo	8
Analisi dei carichi.....	8
Carico variabile da traffico	8
Carico variabile da neve	9
Carico variabile da vento.....	9
Combinazioni di carico	10
Verifiche strutturali.....	11
Verifica centine di copertura 10x16 C24.....	11
Verifica trave 16x26 GL24h di copertura	14
Verifica tavolato dell'impalcato	17
Verifica trave 20x197.5 dell'impalcato	20
Verifica trave 14x43/~243 dell'impalcato.....	22
Verifica spalla	25
Calcolo resistenza assiale di un micropalo.....	25
Calcolo resistenza assiale della palificata	26
Calcolo resistenza laterale di un micropalo	26
Calcolo resistenza laterale della palificata	27
Verifica dei micropali per le forze verticali	27
Verifica dei micropali per le forze orizzontali	31