

LAVORI DI ADEGUAMENTO DELLE AREE GOLENALI DEL FIUME SEVESO NEI COMUNI DI VERTEMATE CON MINOPRIO, CARIMATE E CANTÙ *CIG 78332878EB - CUP B87B1500018003*

PROGETTO ESECUTIVO

INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
<h3>CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE</h3> <p>Impalcato in legno e spalle ponte via dell'Abbazia: Relazione di calcolo</p>					
RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI SPECIALISTICHE: Dott. Ing. Denis Cerlini PROGETTAZIONE AMBIENTALE AGRONOMICA E FORESTALE: Dott. Giordano Fossi Dott. Ing. Giuliano Trentini CONSULENZA GEOTECNICA: Dott. Geol. Roberto Previati			PROGETTAZIONE IDRAULICA GEOTECNICA E STRUTTURALE: Dott. Ing. Alessandro Balbo Dott. Ing. Marco Belicchi Dott. Ing. Giacomo Galimberti GEOLOGIA: Dott. Geol. Pietro Breviglieri Dott. Geol. Efrem Ghezzi		
			SCALA:		
			ELABORATO: <h2>SVS 3.08/1</h2>		
 STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43121 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022			 BIOS-IS S.r.l.		
			 STUDIO IDROGEOTECNICO		
			Novembre 2019		

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE	7
3. MATERIALI	8
3.1 VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO.....	8
3.2 DURABILITÀ	11
3.2.1 Calcestruzzo.....	11
3.2.2 Legno	11
3.2.3 Limiti di fessurazione nel cls	12
4. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI	14
5. METODI DI CALCOLO	17
5.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE	17
5.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)	17
5.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.).....	21
5.2 AZIONE SISMICA.....	22
5.2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	23
5.2.2 Probabilità di superamento e combinazione con le altre azioni	23
5.2.3 Parametri sismici del sito	25
5.3 CODICE DI CALCOLO.....	26
1.1.1 Affidabilità del codice di calcolo	27
6. IMPALCATO IN LEGNO.....	28
6.1 ANALISI DEI CARICHI.....	28
6.1.1 Pesi propri	29
6.1.2 Carichi permanenti.....	29
6.1.3 Carichi accidentali	29
6.1.4 Azione sismica.....	34
6.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	35
6.3 MODELLO DI CALCOLO.....	36
6.4 VERIFICHE STRUTTURALI	37
6.4.1 Verifica soletta.....	37
6.4.2 Verifica traverso.....	39
6.4.3 Verifica trave di riva	51
6.4.4 Verifica collegamento traverso – trave di riva.....	53
6.4.5 Verifica urto veicolare su trave di riva	58
6.4.6 Verifica parapetto su trave di riva.....	60
6.5 APPARECCHI D'APPOGGIO	64
6.6 GIUNTI DI DILATAZIONE.....	65

6.6.1	Giunti di dilatazione	65
7.	SPALLA IN C.A.	67
7.1	GEOMETRIA E STRATIGRAFIA	68
8.1	METODO DI CALCOLO E NORMATIVA	71
8.2	ANALISI DEI CARICHI.....	74
8.2.1	Carichi in testa.....	74
8.2.2	Spinta delle terre	74
8.2.3	Analisi sismica.....	74
8.3	CASI DI CARICO.....	75
8.4	ARMATURA	76
8.5	SOLLECITAZIONI	78
8.6	VERIFICHE.....	84
8.6.1	Riassunto verifiche strutturali e geotecniche.....	84
8.6.2	Verifica paraghiaia.....	85
ALLEGATI		88
	ALLEGATO A : SCHEDA TECNICA LAMIERA GRECATA TIPO HI-BOND A55-P770 G6	88
	ALLEGATO B : SCHEDA TECNICA LECA CLS 1600 STRUTTURALE.....	90
	ALLEGATO C : SCHEDA TECNICA RESINA EPOSSIDICA BICOMPONENTE PER LEGNO ROTHOBLAAS XEPOX-F.....	92

1. PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Esecutivo delle 'Aree golenali del Fiume Seveso nei Comuni di Vertemate con Minoprio, Carimate e Cantù', si riportano nella presente relazione i calcoli relativi al ponte di cui alla sezione 12 con impalcato in legno e con soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito e relative spalle in c.a. .

Si riporta la descrizione sommaria dei manufatti in esame:

Impalcato in legno

Consente la continuità viaria sugli argini del Torrente Seveso a q.ta +257.50m in sez. 12; esso è costituito da due travi principali di riva aventi lunghezza complessiva $L=12.80\text{m}$ (Luce di calcolo tra gli appoggi $L=12.40\text{m}$), sezione $24 \times 160\text{cm}$ costituite in Legno Lamellare classe GL24h. Le travi presentano curvatura con ampio raggio ($R=75.80\text{m}$).

Alle travi di riva sono collegati n°11 traversi con interasse $i=124\text{cm}$ in Legno Lamellare classe GL24h sez. $22 \times 56\text{cm}$ che suddividono la luce complessiva dell'impalcato in n°10 campate .

I traversi hanno lunghezza $L=350\text{cm}$ e risultano incernierati alle estremità alle due travi di riva precedentemente descritte.

L'impalcato è completato con soletta collaborante in lamiera grecata tipo HI-BOND A55-P770-G6/sp=1mm con getto di cls alleggerito armato tipo LECA CLS1600 (si rimanda agli allegati A e B per le schede tecniche).

Gli appoggi costituiscono vincolo sismoresistente con cerniere su un estremo e appoggio semplice (unidirezionale parallelo all'asse del ponte) sull'estremo opposto dell'impalcato.

La strada di percorrenza del ponte in esame, attualmente sterrata, è comunale ad unica corsia, con transito pedonale o a traffico veicolare lento, prevalentemente leggero con autovetture o sporadicamente passaggi di mezzi agricoli o autocarri di trasporto merci): pertanto, con riferimento alle vigenti NTC18 e alle precedenti NTC08 utilizzate per il Progetto Definitivo, si considerano 2 situazioni limite:

- a $t=0$ con carico equivalente a carico da folla secondo NTC18 e NTC08;
- a $t=\infty$ con carico equivalente a traffico veicolare ridotto secondo NTC18 e corrispondente a carico da 2° Categoria secondo le NTC08.

Spalle del ponte

Il ponte è sostenuto agli appoggi da n°2 spalle in c.a.o. costituite ciascuna da muri aventi pianta con n° 3 conci: uno ortogonale all'asse del ponte e centrato su di esso su cui scaricano le travi principali in Legno Lamellare dell'impalcato, avente lunghezza in pianta

$L_1=5.04\text{m}$; gli altri inclinati con angolo $\alpha=38.77^\circ$ rispetto al primo, aventi lunghezza in pianta $L_2=4.92\text{m}$ ed atti a sostenere lateralmente gli argini opportunamente sagomati a ridosso del ponte.

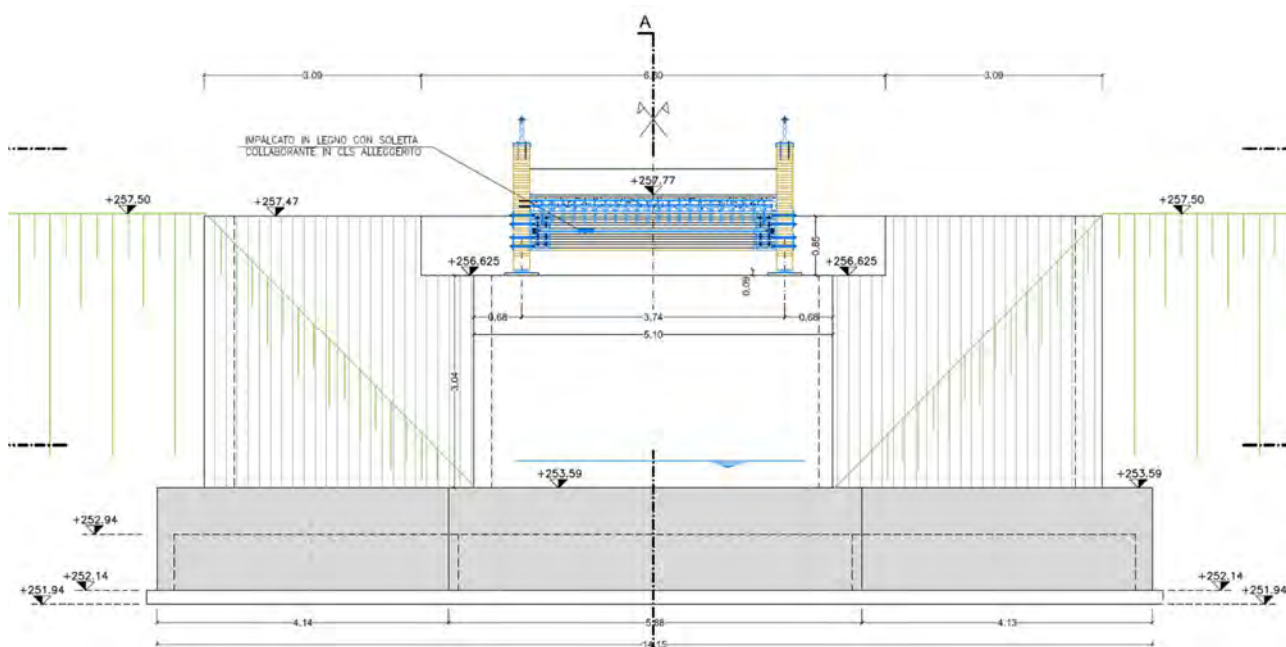
Le spalle, a fondazione diretta, hanno suola di spessore $sp=65\text{cm}$ con taglione anteriore di base $b=40\text{cm}$ e altezza complessiva $H=120\text{cm}$ con funzione "antiscalzamento". La suola ha ingombro complessivo in pianta inscritto in un rettangolo di dimensioni $14.15 \times 6.05\text{ m}$. I muri della spalla in elevazione hanno spessore pari a $sp=65\text{cm}$ opportunamente ridotto in testa al muro con $sp=20\text{cm}$, per garantire l'alloggiamento dell'impalcato e creare un para-ghiaia di altezza $h=84\text{cm}$ di contenimento del terreno sul retro della spalla.

Le spalle hanno altezza complessiva, dallo spiccato dalla suola di fondazione, pari a $H=388\text{cm}$ ed $H=304.5\text{cm}$ dallo spiccato dalla suola di fondazione all'intradosso degli apparecchi d'appoggio.

Tra la suola ed i muri di elevazione è prevista l'installazione di giunti bentonitici di tenuta idraulica a nastro continuo. Giunti a pavimento sono invece adottati tra spalla ed impalcato per garantire, oltre alla separazione fra elementi strutturali di differente rigidità, anche dannose infiltrazioni d'acqua.

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica dei principali elementi.

Si riporta nel seguito l'estratto di una sezione.



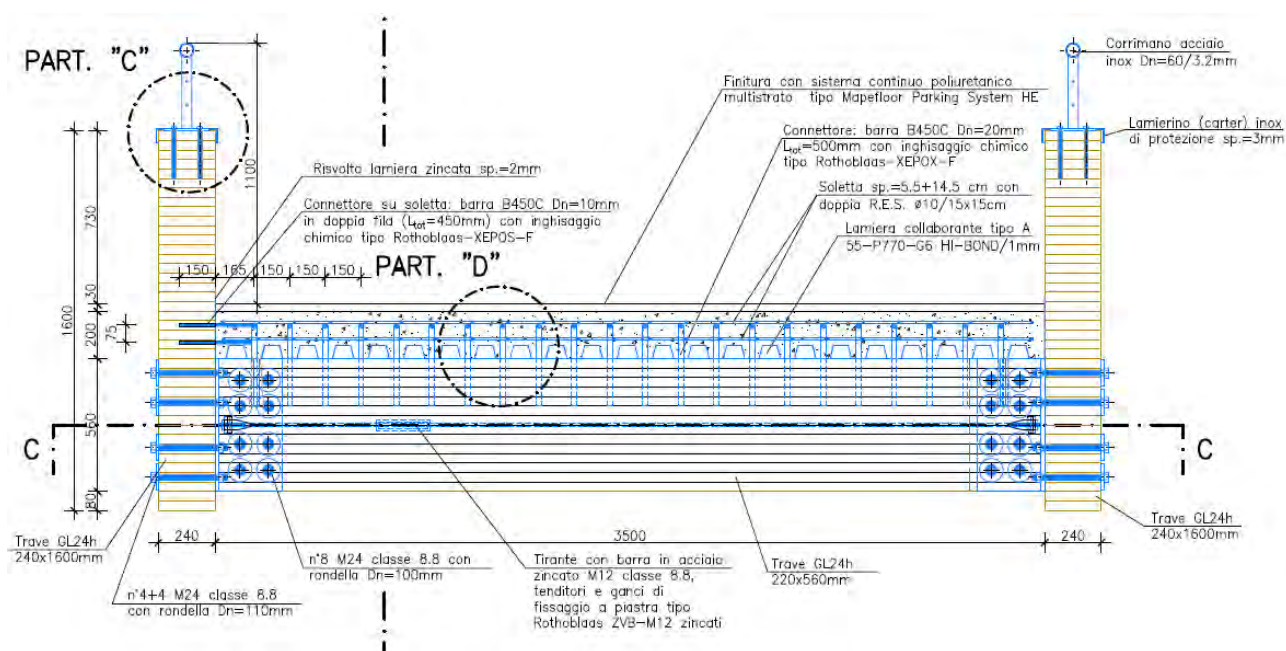


Figura 1: sezione trasversale manufatto

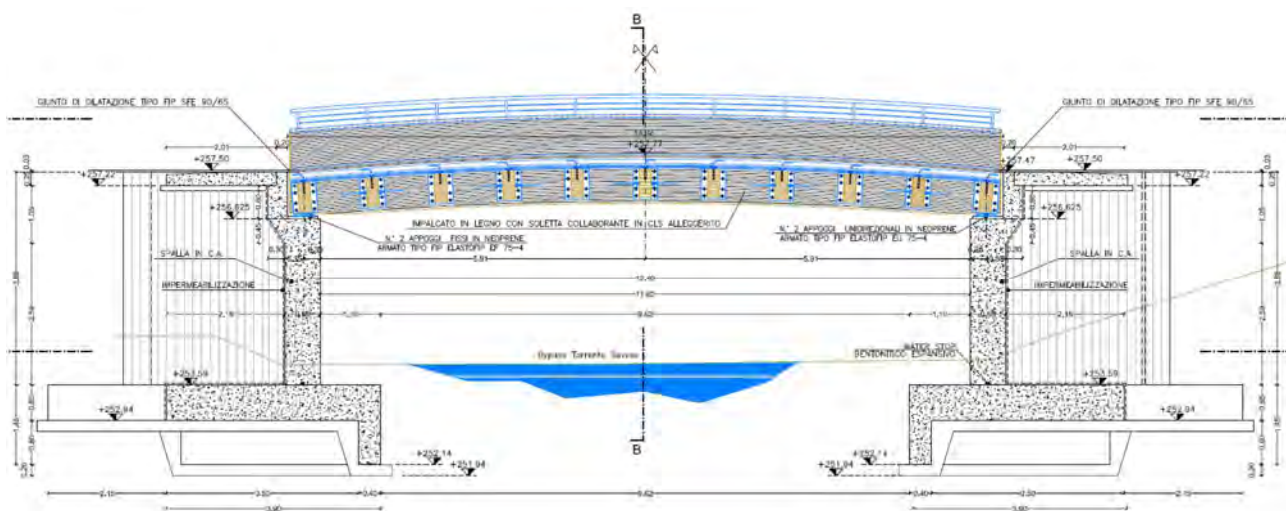


Figura 2: sezione longitudinale manufatto

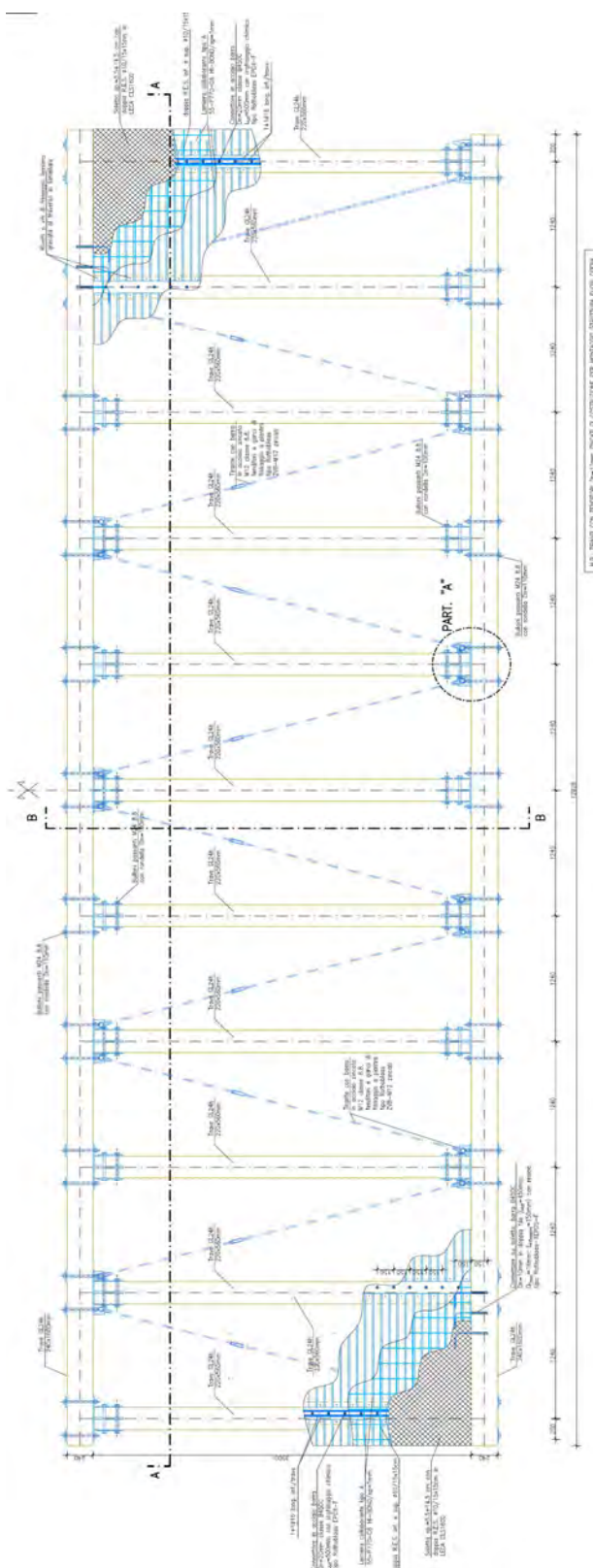


Figura 3: pianta impalcato in legno

2. NORMATIVE

Leggi

Legge 05.11.1971, N. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 02.02.1974, N. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Legge 27.07.2004, N. 186, art.5-comma 1 “Norme tecniche in materia di costruzioni” e s.m.i.

Decreti e Ordinanze

D.M. Infrastrutture 14.01.2008, “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

D.M. Infrastrutture 17.01.2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

O.P.C.M. 20.03.2003, n° 3274 e s.m.i., “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

UNI EN 1995:2005 – Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno.

Circolari

Circ. min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951, “Applicazione della Legge 05.11.1971, n. 1086”.

Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n. 19581, “Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7, Collaudo statico”.

Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n. 20049, “Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.

Circ. Consiglio Superiore Lavori Pubblici 02.02.2009, n. 617, “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M.14 gennaio 2008”

Circ. Consiglio Superiore Lavori Pubblici 21.01.2019, n.7, “Istruzioni per l'applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M.17 gennaio 2018”

3. MATERIALI

3.1 Valori caratteristici e di progetto

Per la realizzazione delle opere, sono previsti i seguenti materiali:

- Calcestruzzi per c.a. :
 - C16/20 per opere di sottofondazione;
 - C32/40 per opere di fondazione e opere in elevazione (spalle)
 - LECA CLS 1600 per soletta impalcato.
- Acciai:
 - Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata: classe B450C
 - Acciaio per opere in carpenteria metallica: classe S275 JR (zincate)
 - Acciaio per opere in carpenteria metallica: classe S275 JR (zincate)

Di seguito si riportano le caratteristiche di resistenza e le tensioni massime dei singoli materiali utilizzati. Per semplicità il coefficiente di dilatazione termica è stato assunto pari a $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, sia per l'acciaio che per il calcestruzzo.

- Calcestruzzo C32/40

Per il calcestruzzo si considera la legge costitutiva “ σ - ϵ ” di tipo parabola-rettangolo:

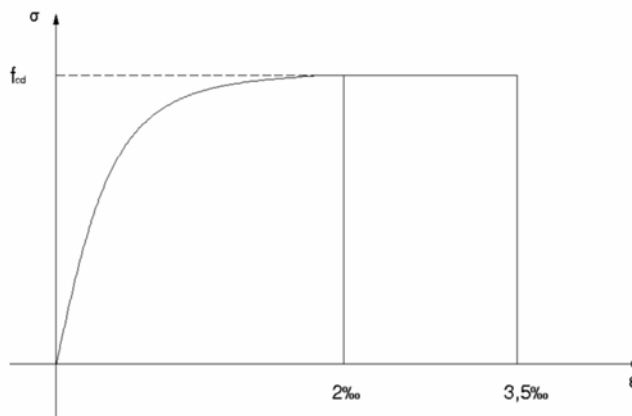


Figura 2: diagramma di calcolo parabola-rettangolo per il calcestruzzo compresso

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$ ($\alpha_c = 0.85$; $\gamma_c = 1.50$)
Resistenza media cilindrica:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$

Modulo elastico:

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ MPa}$$

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata: B450C

Per gli acciai d'armatura il modello "σ-ε" considerato è quello elastico perfettamente plastico:

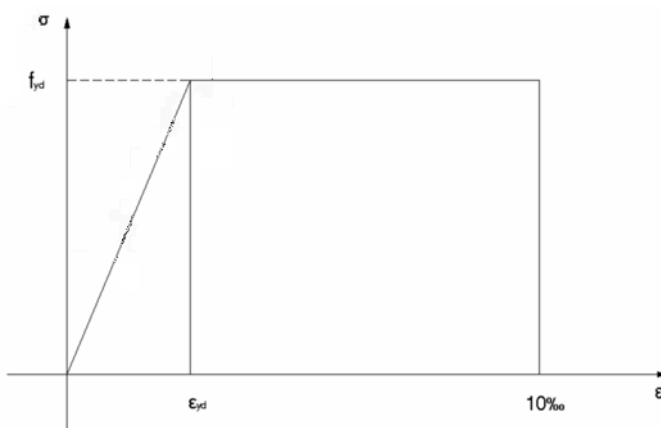


Figura 3: diagramma di calcolo per gli acciai da C.A.

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{sk} = 450 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio:

$$\gamma_s = 1.15$$

Tensione di snervamento di progetto:

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$$

Modulo elastico:

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

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

- Calcestruzzo alleggerito LECA CLS 1600 (soletta impalcato)

Resistenza caratteristica cubica equiv.:

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica cilindrica equiv.:

$$f_{ck} = 31.5 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto:

$$f_{cd} = \alpha_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.85 \text{ MPa}$$

$$(\alpha_c = 0.85; \gamma_c = 1.50)$$

Modulo elastico medio (28gg):

$$E_{cm} = 20000 \text{ MPa}$$

Densità:

$$\rho_{cls \text{ LECA1600}} = 1600 \text{ kg/m}^3$$

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{cls \text{ LECA1600}} = 17.00 \text{ kN/m}^3$$

- Legno GL24h

Resistenza a flessione:

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

Resistenza a trazione:

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

	$f_{t,90,g,k} = 0.4 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione:	$f_{c,0,g,k} = 24 \text{ MPa}$
	$f_{c,90,g,k} = 2.7 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio:	$f_{v,g,k} = 2.7 \text{ MPa}$
Modulo di Elasticità:	$E_{0,g,mean} = 11600 \text{ MPa}$
	$E_{90,g,mean} = 390 \text{ MPa}$
Modulo di Taglio:	$G_{g,mean} = 720 \text{ MPa}$
Densità:	$\rho_{GL24h} = 380 \text{ kg/m}^3$
• Acciaio per lamiera grecata:	
Tipo HIBOND A55-P770-G6/sp=1mm (ACCIAIO S280GD)	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 250 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 330 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
• Acciaio per carpenteria metallica: classe S275 JR (zincate)	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
• Acciaio per altre opere (parapetti):	
Tipo INOX AISI 316 secondo EN 1.4401:	
Resistenza a trazione:	$R_m \geq 520 \text{ MPa}$
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità:	$R_{p0.2} \geq 220 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
• Bulloni per carpenteria metallica:	
classe 8.8 conformi a D.M. 17/01/2018:	
	$f_{yb} = 649 \text{ MPa}$
	$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$
• Saldature per carpenteria metallica:	
conformi a D.M. 17/01/2018	
• Piolature su legno : acciaio tipo B450C $\Phi=20\text{mm}$; H = 150mm	

3.2 Durabilità

3.2.1 Calcestruzzo

In base all'analisi delle caratteristiche dell'ambiente si identifica per il calcestruzzo la classe di esposizione XC4-XF1 secondo UNI EN 206/2016 e UNI 11104/2016.

Si elencano nel seguito le principali caratteristiche del calcestruzzo ordinario utilizzato:

- Cemento tipo CEM I 32.5 N;
- Rapporto max. acqua/cemento: 0.50;
- Contenuto minimo cemento (kg/mc): 340;
- Diametro nominale massimo degli inerti 25 mm;
- Classe di contenuto cloruri < 0.2%;
- Classe di resistenza minima: C32/40;
- Classe di consistenza: S4;
- Copriferri adottati da calcolo: con riferimento alla norma UNI EN1992-1-1 punto 4.4 si assume:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 40 \text{ mm}$$

3.2.2 Legno

La durabilità del legno deve essere perseguita sia nella progettazione d'insieme, e quindi nella concezione generale dell'opera, sia nei dettagli costruttivi (evitando esposizioni dirette degli elementi strutturali con gli agenti atmosferici, contatto diretto con il terreno ecc.).

Inoltre, è necessario definire la classe di rischio del manufatto (esistono cinque classi di rischio, la quinta è la più importante e riguarda elementi immersi in ambiente marino) e scegliere l'appropriata specie legnosa. Qualora l'esposizione fosse inevitabile, è buona norma proteggere gli elementi strutturali mediante vernici, rivestimenti protettivi o strati di sacrificio.

Anche l'ottimizzazione della forma esterna della struttura contribuisce ad aumentare la durabilità.

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4. Il secondo NTC18.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali, secondo i seguenti aspetti:

- Protezione dall'acqua;
- Rapido allontanamento dell'acqua;
- Ventilazione adeguata;
- Scelta della specie e dei trattamenti;
- Allontanamento del legno dalle basi.

Nel caso specifico la Classe di Servizio prescelta è la 3: elementi lignei anche esposti (è frequente un'umidità del legno > 20%). Il materiale è esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti. Tali ragioni portano all'utilizzo di vernici al fine di proteggere le travi di riva, che vengono realizzate con legno lamellare GL24h.

3.2.3 Limiti di fessurazione nel cls

Con riferimento alle classi di esposizione del calcestruzzo sopra riportate ed in base alla Tabella 4.1.III delle NTC18 risulta :

Suola di fondazione e muri in elevazione:

- condizioni ambientali : aggressive
- armatura : poco sensibile

Le verifiche a S.L.E. di fessurazione devono pertanto essere condotte per le seguenti combinazioni di carico e con i seguenti limiti di apertura delle fessure (cfr. tabella 4.1.IV di NTC18 e §4.1.2.2.4 NTC18):

Condizioni ambientali	Combinazione azioni	Armatura	Apertura fessure
Aggressive	Frequente	Poco sensibile	W2 =0.3 mm
Aggressive	Quasi permanente	Poco sensibile	W1 =0.2 mm

Soletta in cls alleggerito dell'impalcato:

- condizioni ambientali : ordinarie (soletta protetta)
- armatura : poco sensibile

Le verifiche a S.L.E. di fessurazione devono pertanto essere condotte per le seguenti combinazioni di carico e con i seguenti limiti di apertura delle fessure (cfr. tabella 4.1.IV di NTC18 e §4.1.2.2.4 NTC18):

Condizioni ambientali	Combinazione azioni	Armatura	Apertura fessure
Ordinarie	Frequente	Poco sensibile	$w_3 = 0.4 \text{ mm}$
Ordinarie	Quasi permanente	Poco sensibile	$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

4. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Con riferimento alle recenti indagini geotecniche ed in particolare alle MASW e alle prove penetrometriche fornite relative ai sondaggi effettuati in loco, ai fini dei calcoli geotecnici si sono cautelativamente utilizzati i seguenti parametri, corrispondenti alle diverse stratigrafie a partire dall'ipotetico piano degli apparecchi di appoggio del ponte:

Stratigrafia 1 (rilevato arginale risistemato) :

- γ_{terr} = peso di volume = 18 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 30°
- c' = coesione efficace = 0 kPa

spessore medio (da P.F. appoggio ponte a q.ta +256.27) = 3.70 m
(terreno rimaneggiato sino a q.ta intradosso suola fondazione)

Stratigrafia 2 (sabbie limose e limi sabbiosi):

- γ_{terr} = peso di volume = 18.5 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 29°
- c' = coesione efficace = 0 kPa
- N_{SPT} = n°3÷5
- spessore medio = 0.95 m

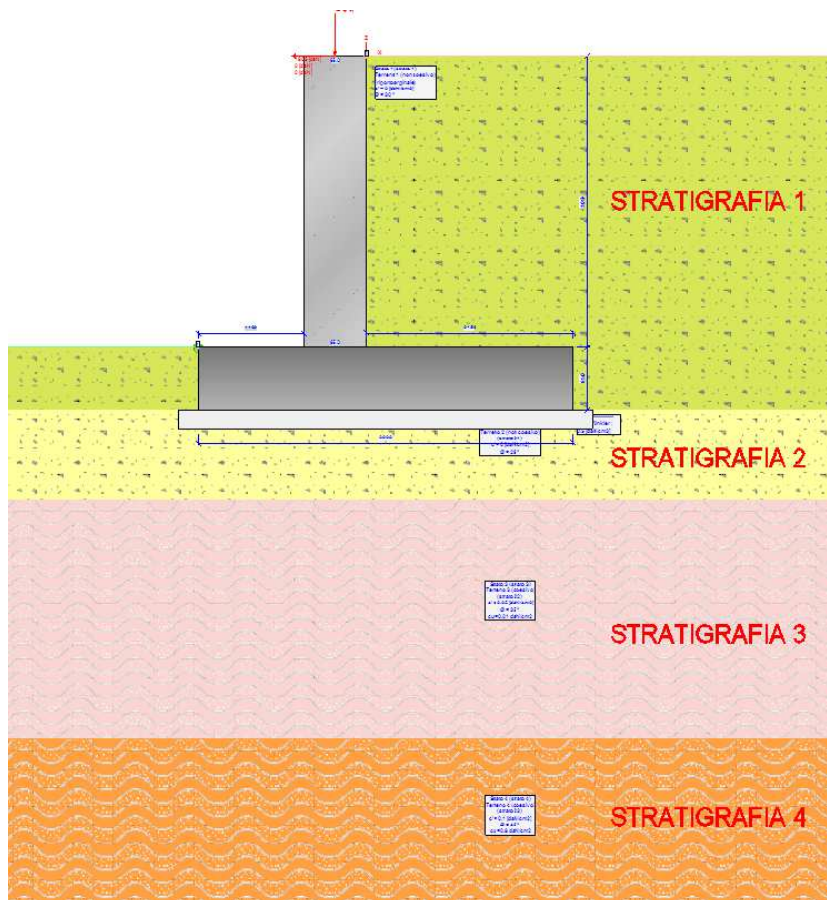
Stratigrafia 3 (sabbie e ghiaie):

- γ_{terr} = peso di volume = 20 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 35°
- c' = coesione efficace = 5 kPa
- N_{SPT} = n°20÷30
- spessore medio = 2.50 m

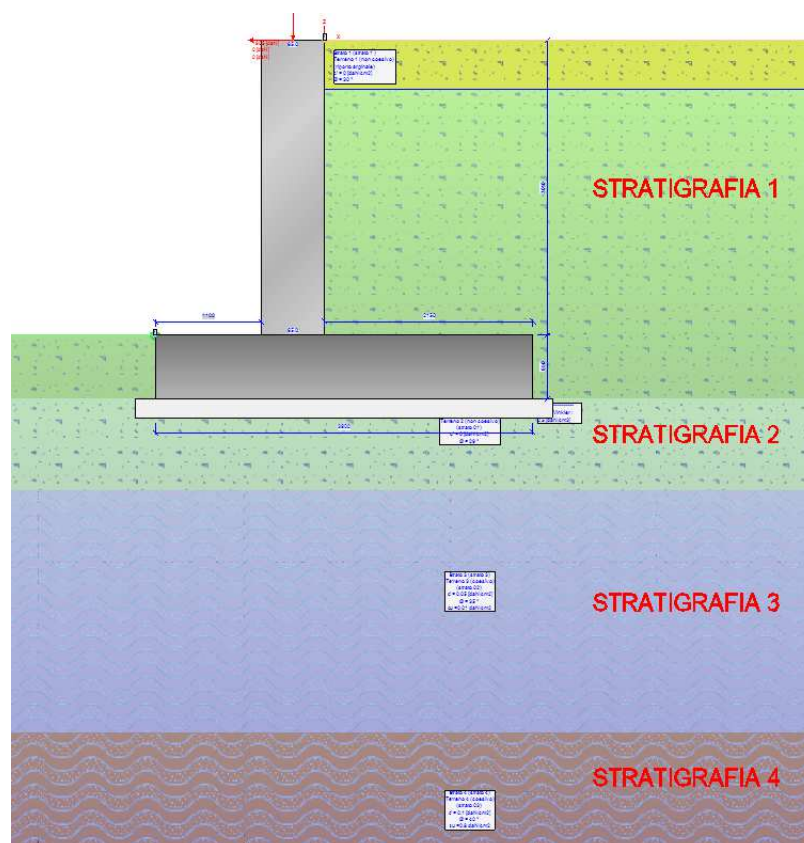
Stratigrafia 4 (sabbie e ghiaie):

- γ_{terr} = peso di volume = 21 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 40°
- c' = coesione efficace = 10 kPa
- N_{SPT} = n°30÷50

- spessore medio > 3.00m



La posizione della falda, misurata a circa -4m dal p.c., sarà valutata, ai fini dei calcoli, in diverse posizioni. La situazione più gravosa, trattata nel seguito, corrisponde a quella in cui si simula una piena e a seguito dell'abbassamento della falda, la stessa risulterà posizionata sull'estradosso della suola di fondazione a valle della spalla e posizionata a circa -50cm dalla testa del muro della spalla a monte (in pratica nella situazione di terreno a monte della spalla saturo), come visibile nella figura che segue:



Nel seguito, oltre alle usuali verifiche strutturali e geotecniche si verificherà anche che in condizioni di esercizio il limite della pressione media risulterà sempre inferiore a 1 daN/cm^2 . Si considera, secondo la teoria di Winkler, un modulo di elasticità del terreno cautelativamente pari a 0.5 daN/cm^3 .

5. METODI DI CALCOLO

5.1 Metodo semi-probabilistico agli Stati Limite

Il metodo di calcolo adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 integrato con Circ. 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP.. In base ad esso le strutture devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), attraverso il confronto tra resistenze ed effetto delle azioni, per i primi, ed esaminando aspetti di funzionalità e stati tensionali, per i secondi.

5.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Lo Stato Limite Ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante od a forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Il criterio di verifica adottato è espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d : resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometricamente interessate;
- E_d : valori di progetto dell'effetto delle azioni.

In particolare per le strutture in legno i valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel §11.7 NTC18;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III NTC18:

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

- k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV:

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

con:

G_1 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = valore caratteristico della pretensione e precompressione;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

ψ_{0i} = valore raro dei coefficienti di combinazione (rif. tabella 2.5.I delle NTC18).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ (rif. Punto 2.6 NTC18) sono riportati nella tabella 2.6.I delle NTC18 in funzione dell'effetto favorevole o sfavorevole e delle verifiche considerate (N.B.: per i carichi viari si fa riferimento ai coefficienti riportati nella tabella 5.1.V delle NTC18, che sono nel caso specifico più conservativi).

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In particolare, per l'applicazione di carichi variabili da traffico veicolare ridotto (corrispondente a carico da 2° Categoria secondo le NTC08, come specificato nelle Premesse), i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ (cfr. 5.1.3.14 NTC18) sono riportati nella tabella 5.1.V delle NTC18 in funzione dell'effetto favorevole/sfavorevole e delle verifiche considerate agli stati limite ultimi.

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

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

	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi 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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3ª categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella Tab. 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

5.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)

Lo Stato Limite di Esercizio è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o perdita di funzionalità. Si definiscono tre combinazioni di carico (Rara, Frequente, Quasi Permanente) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari. Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi σ - ϵ dei materiali di tipo elastico lineare.

Dal D.M. 17/01/2018 si considerano le seguenti combinazioni agli Stati limite di Esercizio:

Combinazione Rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \psi_{0i} Q_{ki}$

Combinazione Frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

Combinazione Quasi Permanente: $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

In cui ψ sono i coefficienti di combinazione, riportati nella tabella 2.5.I delle NTC18.

Si farà riferimento alle combinazioni rara e quasi permanente per le verifiche delle tensioni di esercizio, alla combinazione frequente e quasi permanente per le verifiche degli stati limite di fessurazione ed alla combinazione rara per la verifica dei cedimenti della fondazione.

In particolare per le strutture in legno, considerando il suo particolare comportamento reologico, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V NTC18:

Tab. 4.4.V -Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00

5.2 Azione sismica

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

I parametri che caratterizzano l'azione sismica di un determinato sito sono i seguenti:

- Vita nominale (VN);
- Classe d'uso e coefficiente d'uso (CU);
- Categoria di sottosuolo;
- Condizioni topografiche;

Definita la vita nominale (VN) delle strutture in esame e la classe d'uso, è possibile determinare, per ogni opera e per ogni stato limite, i seguenti fattori:

- a_g (accelerazione orizzontale massima al sito);
- F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale);

- T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

5.2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, per le strutture in esame si è prescelto:

Opera di tipo ordinario: 2 (vita nominale $V_N = 50$ anni)

Classe d'uso III (coefficiente $C_u = 1.5$)

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

(la scelta della classe d'uso III è dettata dal fatto che l'esondazione con collasso della struttura può provocare situazioni di emergenza per il paese vicino all'argine)

5.2.2 Probabilità di superamento e combinazione con le altre azioni

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Ciascuno di questi stati limite è riferito ad una possibilità di danneggiamento dell'opera e delle sue parti via via crescenti e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il D.M. 17/01/2018, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e ciascuno stato limite, fornisce i tre parametri necessari a delineare l'input sismico (a_g , F_o , T_c^*). Il sito analizzato, avente le caratteristiche sopra citate, presenta i seguenti parametri sismici:

Tabella 1: parametri sismici

STATO LIMITE	T_r	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLD	75	0.2406	2.554	0.191
SLV	712.5	0.4665	2.670	0.291

con:

T_r periodo di ritorno (anni).

Al fine del presente progetto e della verifica delle strutture si considera il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) con $q=1$. Di seguito si riporta quindi lo spettro di risposta, per lo stato limite considerato.

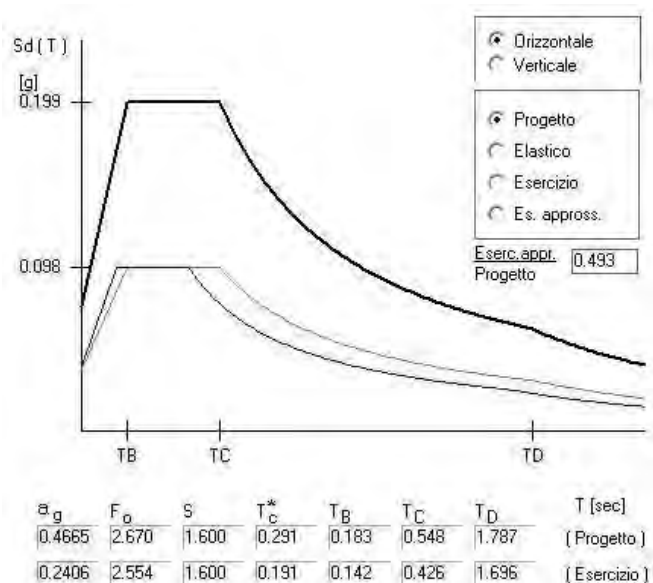


Figura 4: spettro di risposta per lo stato limite SLV

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} Q_{ki}$$

L'azione sismica E verrà poi combinata secondo le componenti spaziali tramite le espressioni:

$$E_x = 1.00 E_x + 0.30 E_y$$

$$E_y = 0.30 E_x + 1.00 E_y$$

La componente verticale del sisma non viene considerata in quanto non si rientra nella casistica riportata nelle NTC18 al paragrafo 7.2.2 (in particolare implacato con luce inferiore a $L=20m$ e assenza di smorzatori/dissipatori agli appoggi).

5.2.3 Parametri sismici del sito

In sede di progetto si assumono i seguenti dati:

Luogo considerato: Comune di Vertemate con Minoprio (CO)

Latitudine sito: 45.7333

Longitudine sito: 9.0667

Categoria topografica: T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$), da cui deriva il coefficiente di amplificazione topografica $ST=1$.

Categoria di sottosuolo: E (terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m).

Stabilita la categoria di sottosuolo è dunque possibile valutare i coefficienti di amplificazione stratigrafica attraverso i quali è possibile infine determinare i punti caratteristici dello spettro di risposta.

Si dimensiona l'impalcato in campo elastico: risultano quindi superflui i dettagli costruttivi atti a garantire la necessaria dissipazione di energia della struttura quando essa entra in campo plastico.

5.3 **Codice di calcolo**

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle strutture si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

DOLMEN WIN (R) - OMNIA IS (R), versione 19, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8FamA)

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN, permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà' utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai, considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura danno origine a sollecitazioni simmetriche.

OMNIA IS (R), versione 19, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8FamA)

Questa piattaforma si compone di moduli di calcolo e verifica Geotecnica in accordo con le vigenti NTC08.

1.1.1 Affidabilità del codice di calcolo

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 fornisce le istruzioni relative alla redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo, specificando che, qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

A supporto del programma utilizzato (Dolmen Win + OMNIA-IS) è presente on-line un'ampia documentazione di validazione, con controllo dell'affidabilità delle analisi numeriche condotto su una serie di esempi di letteratura.

L'affidabilità è stata inoltre confermata da esempi pratici svolti su progetti di infrastrutture svolti dallo studio scrivente, confrontando i risultati ottenuti con la modellazione F.E.M. con quelli calcolati a mano in forma semplificata o con altri software, con esito positivo.

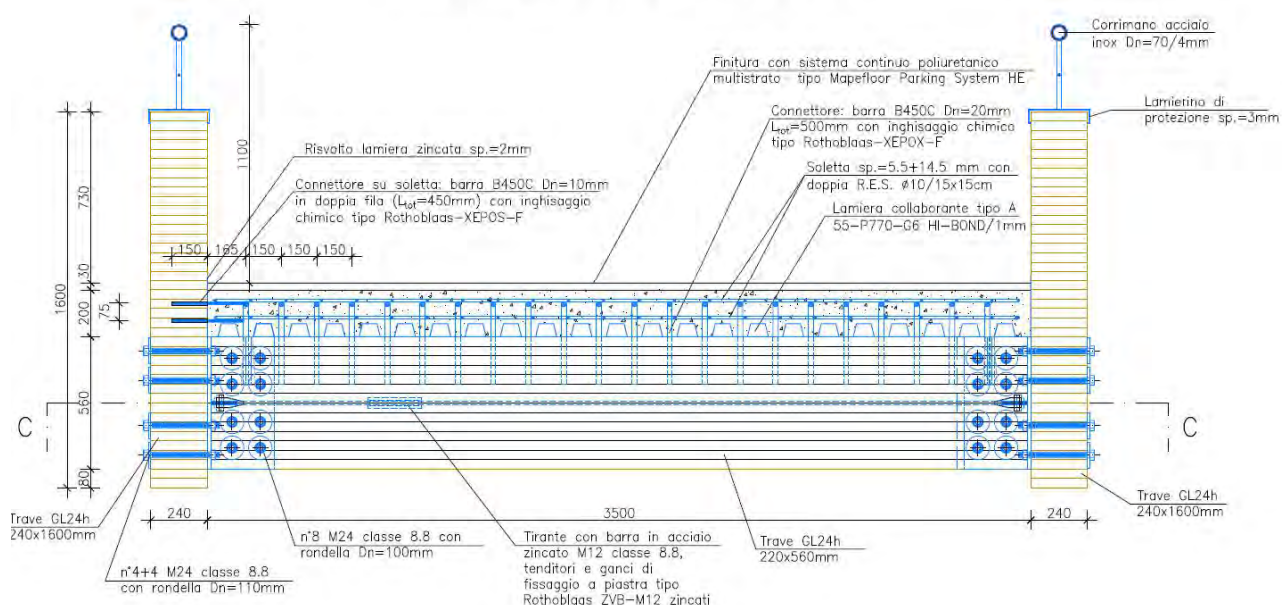
Anche i risultati ottenuti con diverse prove di carico in cantiere eseguite su infrastrutture calcolate dallo studio scrivente, confrontati con quelli ottenuti col programma di calcolo in esame, hanno sempre dato riscontri positivi, confermandone l'affidabilità.

La Norma specifica infine che spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità: con riferimento ai calcoli svolti in relazione, l'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo e il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente, porta a confermare la validità dei risultati.

6. IMPALCATO IN LEGNO

L'impalcato del ponte si sviluppa per una lunghezza complessiva di 12.40m ed una larghezza di 3.50m. È costituito da due travi principali curve, denominate travi di riva, in legno lamellare GL24h di sezione 240x1600mm e da undici traversi, anch'essi in legno lamellare GL24h, di sezione 220x560mm. Al di sopra di questi viene realizzata una soletta con lamiera grecata e getto di calcestruzzo alleggerito tipo "CLS LEKA 1600" di spessore $sp=5.5+14.5=20$ cm resa collaborante tramite l'impiego di connettori in acciaio inseriti all'estradosso dei traversi e sulle travi di riva. Al di sopra della soletta sarà realizzato uno strato di finitura multistrato poliuretanico continuo tipo "Mapefloor Parking System HE". I collegamenti delle strutture in legno sono realizzati con bulloni M24 classe 8.8 e piastre.

SEZIONE TRASVERSALE TIPOLOGICA



Il metodo di calcolo strutturale adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 integrato con Circ. 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP.. Per il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali componenti il manufatto sono stati implementati appositi modelli agli elementi finiti.

6.1 Analisi dei carichi

Nel presente paragrafo vengono determinate le azioni permanenti e variabili agenti sull'im-
palcato.

6.1.1 *Pesi propri*

6.1.1.1 *Pesi propri strutturali [g_1]*

Il peso proprio della struttura considerata viene calcolato automaticamente dal software di calcolo, considerando:

$$\gamma_{\text{cls,alleggerito}} = 1600 \text{ daN/mc}$$

$$\gamma_{\text{legno}} = 380 \text{ daN/mc}$$

In particolare:

$$\text{p.p. travi riva } 240 \times 1600 = 145.92 \text{ daN/m}$$

$$\text{p.p. traversi } 220 \times 560 = 46.816 \text{ daN/m}$$

$$\text{p.p. soletta impalcato in alleggerito (sp}_{\text{med}} = 17.25 \text{ cm}) = 276 \text{ daN/mq}$$

$$\text{p.p. lamiera grecata tipo HI-BOND A55-P770-G6/sp}=1\text{mm} \approx 13 \text{ daN/mq}$$

6.1.2 *Carichi permanenti*

6.1.2.1 *Carichi permanenti portati [g_2]*

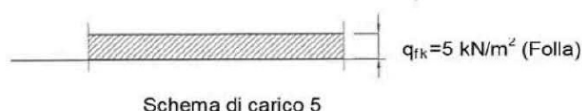
$$\text{p.p. pavimentaz. stradale (sp}_{\text{med}} = 3\text{cm; } \gamma=20 \text{ kN/m}^3) = 60 \text{ daN/mq}$$

6.1.3 *Carichi accidentali*

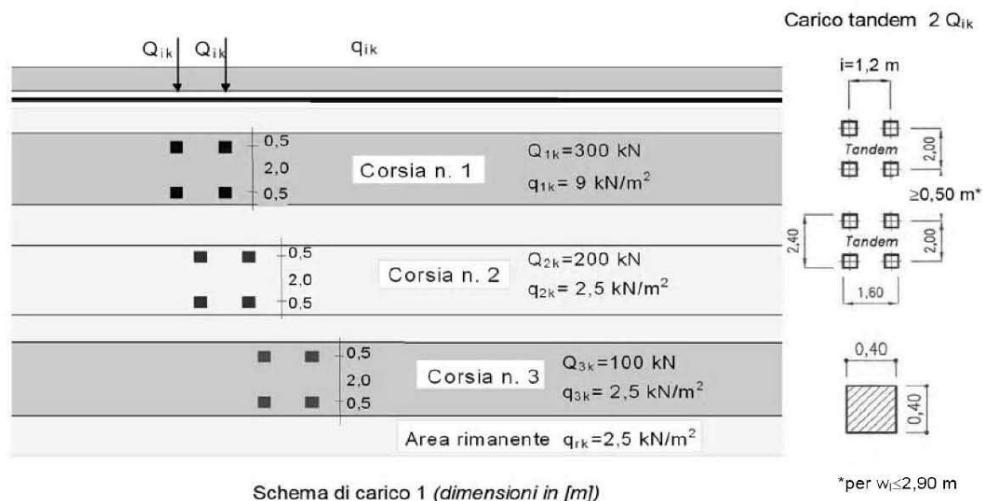
6.1.3.1 *Carichi mobili veicolari [Q_{ik} , q_{ik}]*

Per la scelta della Categoria Stradale, con riferimento al §5.1.3.3.4 NTC18, trattandosi di strada comunale sterrata con prevalente transito pedonale e accesso veicolare occasionale consistente principalmente in mezzi agricoli o automezzi leggeri, e citando testualmente la norma vigente: “Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.”, si considerano nel presente progetto 2 situazioni limite:

- a $t=0$ un carico equivalente a carico da folla secondo NTC18 e NTC08:



- a $t=\infty$ un carico equivalente a traffico veicolare ridotto secondo NTC18 e corrispondente a carico da 2° Categoria secondo le NTC08:



In particolare si considerano le azioni variabili generate dal traffico veicolare tramite lo Schema di Carico 1 opportunamente ridotta (§ 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008). Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti come rappresentato nella figura seguente. Si considera, data la larghezza ridotta dell'impalcato, un'unica corsia convenzionale di carico di larghezza $w_k=3,00$ m con un carico Tandem in asse $2 \cdot Q_{1k} = 2 \cdot 240$ kN ed un carico distribuito $q_{1k} = 7.20$ kN/mq.

Si visualizzano nel seguito le diverse condizioni di carico analizzate considerando la loro ripartizione sulla soletta e la loro disposizione sull'impalcato. Si sono considerate diverse disposizioni di carico in direzione longitudinale, atte a simulare il possibile effetto di un carico viaggiante sui vari elementi che compongono l'impalcato.

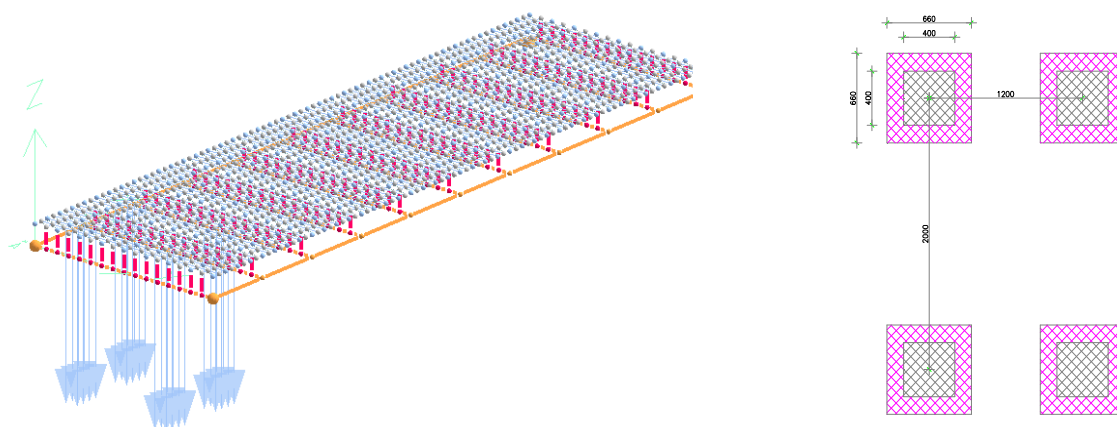


Figura 6 1: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q1k - posizione 1)

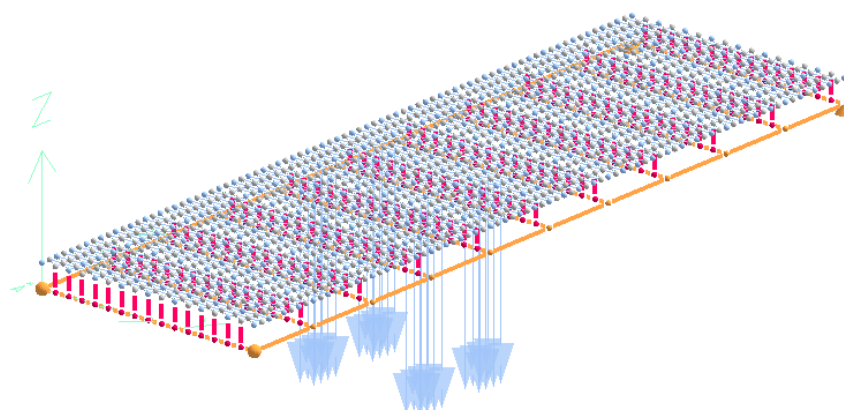


Figura 6 2: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q1k - posizione 2)

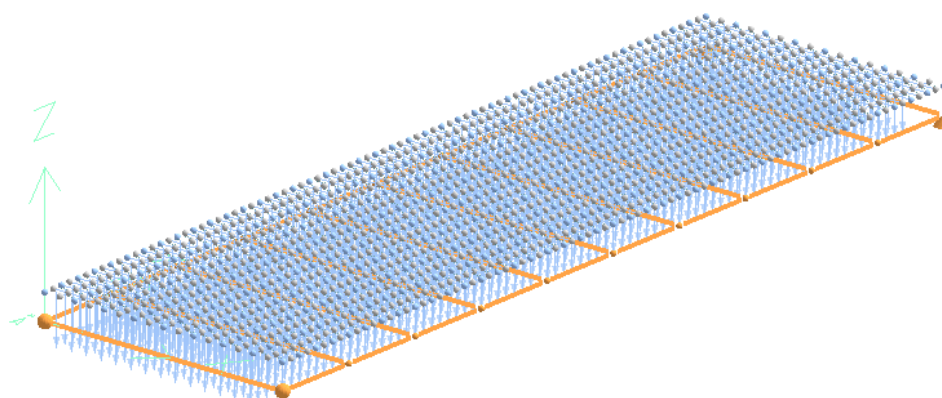
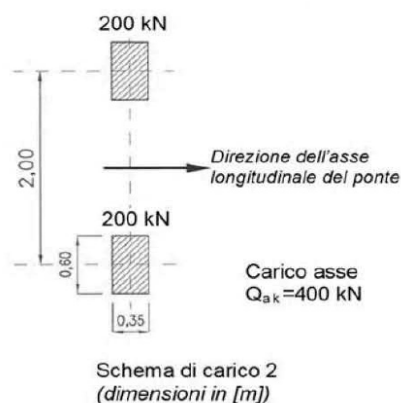


Figura 6 3: Schema di Carico 1 (carichi distribuiti q1k)

- a $t=\infty$ un carico eccezionale corrispondente allo Schema di Carico 2 secondo NTC18, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, intensità 2·200 kN. Questo schema va considerato autonomamente, con asse longitudinale nella posizione più gravosa, ed è assunto a riferimento solo per le verifiche locali della soletta in c.a. alleggerito dell'impalcato alla quale è connessa la trave stessa.



Si visualizzano nel seguito le diverse condizioni di carico analizzate considerando la loro ripartizione sulla soletta e la loro disposizione sull'impalcato. Si sono considerate diverse disposizioni di carico in direzione longitudinale, atte a simulare il possibile effetto di un carico viaggiante sui vari elementi che compongono l'impalcato.

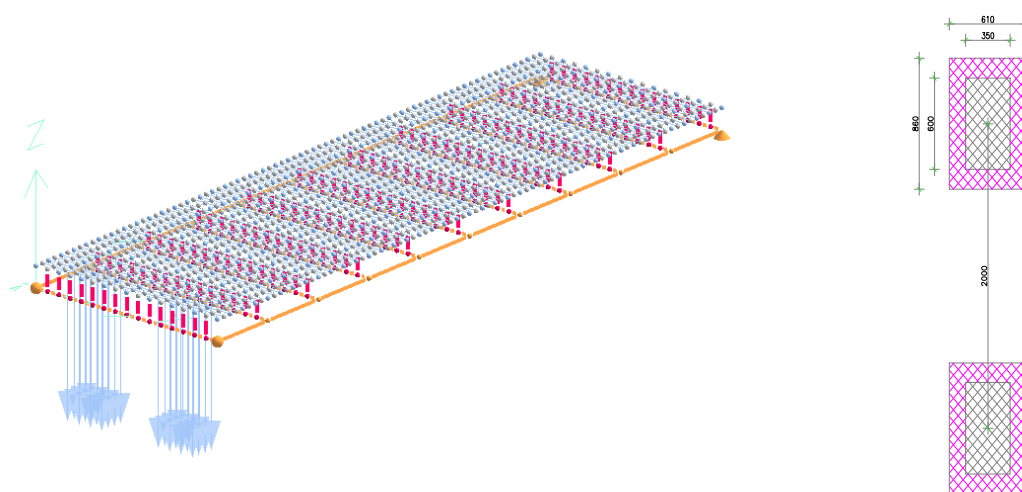


Figura 6 4: Schema di Carico 2 (posizione 1)

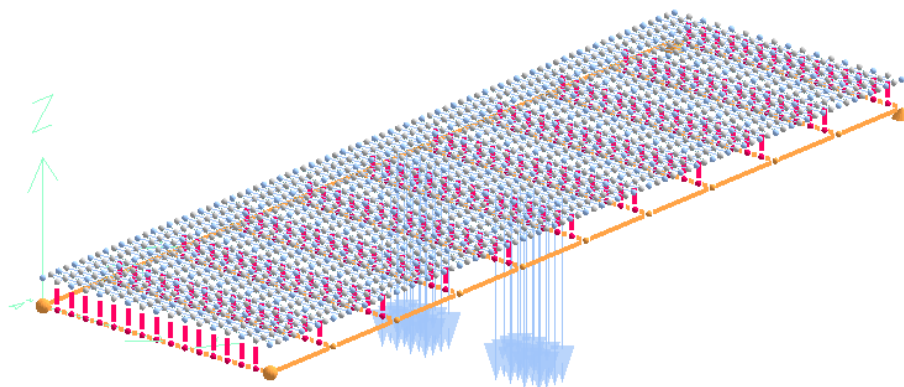
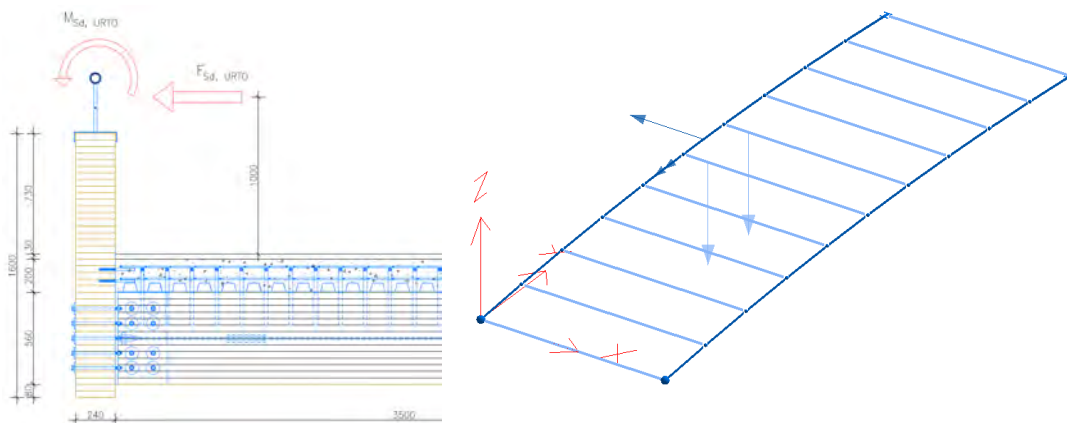


Figura 6 5: Schema di Carico 2 (posizione 2)

- a $t=\infty$ un carico eccezionale corrispondente all'urto veicolare in svio sul bordo del ponte (a ridosso della trave di riva) applicando lo Schema di Carico 2 secondo NTC18 (precedentemente descritto) e una forza orizzontale $F=100$ kN applicata ad un'altezza $h=100$ cm dal piano viario. Questo schema va considerato autonomamente ed è assunto a riferimento solo per le verifiche locali su trave di riva e soletta in c.a. alleggerito dell'impalcato.



In accordo con la normativa i carichi applicati su impronte AxB sull'estradosso della soletta sono stati ripartiti in asse alla soletta con ripartizione visualizzata nel seguito:

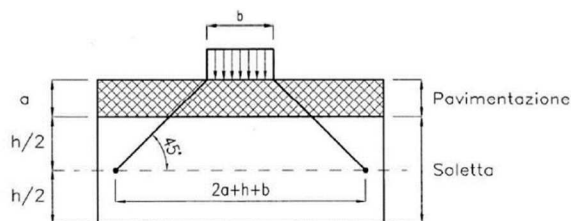


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

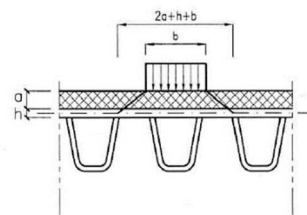


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

6.1.3.2 Azione del vento

La forza dovuta all'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte nella direzione più sfavorevole. Il suo effetto sarà trascurato.

6.1.4 Azione sismica

Vale quanto esposto nel paragrafo 5.2 della presente relazione di calcolo.

Il calcolo dell'azione sismica avviene secondo quanto indicato al capitolo 7.9 delle NTC18. Per l'opera in esame si è adottato un approccio statico lineare, con fattore di comportamento non dissipativo: $q=1$.

Per il calcolo delle azioni dovute al sisma, si può assumere che la spalla si muova con il terreno, pertanto come accelerazione di progetto si considera la quantità $a_g \cdot S$ con fattore di struttura $q=1$.

L'azione sismica, corrispondente ad una forza orizzontale equivalente che verrà interamente applicata sulle spalle, risulta come segue:

Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2018)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località VERTEMATE CON MINO (long. 9.081 lat. 45.721300)

Categoria del suolo di fondazione = E

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.600$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.600$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento $V_R = 75.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 711

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.466 [g/10]

Fo 2.670

TC* 0.291

Fattore di comportamento q = 1.000

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.493

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.199

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente_____ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 010 : Sisma X

Cond. 011 : Sisma Y

Cond. 012 : Torcente add. X

Cond. 013 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
mm	kN		kN	kNm	kNm	mm	mm
92	195.92	0.1990	38.99	19.3	7.3	1870	6200

6.2 Combinazioni dei carichi

Con riferimento a quanto già esposto nei precedenti paragrafi della presente relazione e in conformità a quanto previsto nella vigente normativa, si riassumono nel seguito le condizioni di carico e le principali combinazioni di carico trattate.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU 1	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				4	qki	1.350	+		
				5	Qki_POS_1	1.350	+		
2	SLU 2	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				4	qki	1.350	+		
				6	Qki_POS_2	1.350	+		
3	SLU 3 ECC	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				7	Ecc_1	1.350	+		
				1	Peso_proprio_____	1.300	+		
4	SLU 4 ECC	SLU	somma	2	Permanente_____	1.500	+		
				8	Ecc_2	1.350	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
5	RARA 1	RARA	somma	4	qki	1.000	+		
				5	Qki_POS_1	1.000	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
6	RARA 2	RARA	somma	4	qki	1.000	+		
				6	Qki_POS_2	1.000	+		

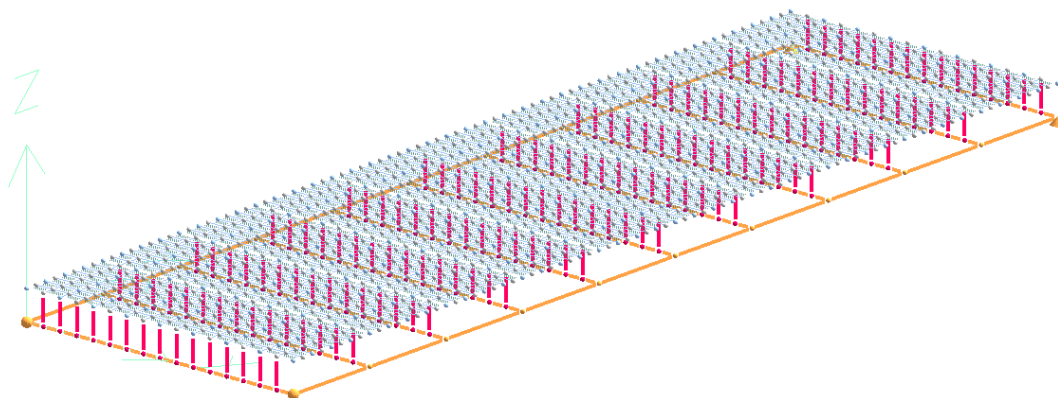
7	RARA 3 ECC	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
8	RARA 4 ECC	RARA	somma	7	Ecc_1	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
9	Q PERM	QPERM	somma	8	Ecc_2	1.000	+		
				1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
10	SLU 3	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				3	Folla	1.350	+		
11	RARA 3	TENSAMM	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Folla	1.000	+		
12	SLU URTO ECC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				9	Ecc_urto	1.000	+		
13	SISMAX SLU	NONUT	somma	10	Sisma_X	1.000	+/-		
				12	Torcente_add._X	1.000	+/-		
14	SISMAY SLU	NONUT	somma	11	Sisma_Y	1.000	+/-		
				13	Torcente_add._Y	1.000	+/-		
15	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	13	1.000
				2	Permanente	1.000	+	14	.300
16	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	14	1.000
				2	Permanente	1.000	+	13	.300

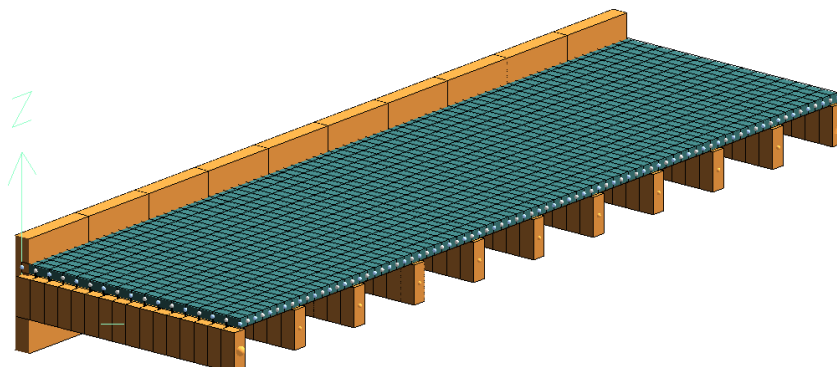
6.3 Modello di calcolo

L'analisi della struttura è stata condotta mediante una modellazione tridimensionale dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

Il modello è costituito dalle due travi longitudinali aventi sezione 240x1600mm con luce di calcolo L=12.40m, vincolate agli estremi rispettivamente con carrelli verticali (vincoli unidirezionali) su una spalla e cerniere sferiche (vincoli fissi) sull'altra spalla. I vincoli sono pensati come indeformabili e non cedevoli verticalmente.

Le travi, modellate con elementi tipo "beam", sono collegate tra loro, in senso trasversale, mediante n°11 traversi aventi sezione 220x560mm, modellati anch'essi con elementi tipo "beam". Per mezzo di una serie di elementi infinitamente rigidi (colore rosso) i traversi sono infine collegati alla soletta di spessore sp=20cm modellata attraverso elementi shell.





6.4 Verifiche strutturali

Nel seguito vengono riportate le verifiche di tutti gli elementi che compongono l'impalcato.

6.4.1 Verifica soletta

La soletta dell'impalcato è realizzata con una lamiera grecata A55-P770-G6 HI-BOND sp=1mm in acciaio zincato qualità S280GD il cui effetto, ai fini delle verifiche tramite il programma di calcolo, viene assimilato equivalente a quello di una rete elettrosaldata $\Phi 10/10 \times 10$ cm nella direzione longitudinale delle onde e da una soletta in calcestruzzo alleggerito tipo "CLS LECA 1600" di spessore 5.5+14.5 cm ($sp_{med, calcolo} = 17.25$ cm).

Si graficizzano gli involuipi delle sollecitazioni ottenuti con le combinazioni SLU precedentemente descritte in relazione.

Si riassumono nel seguito i parametri di verifica adottati e si rimanda agli allegati (relazione SVS 3.08_2) per i tabulati completi delle verifiche a SLU e SLE.

R _{ck} [MPa]	35	f _{yk} [MPa]	450
σ _c [MPa]	11	σ _f [MPa]	260
τ _{punz.} [MPa]	0.444	γ _f	1.15
f _{ck} [MPa]	29.05	f _{yd} [MPa]	391.3
γ _c	1.5	ε _{f,ult}	67.5
f _{cd/0.85} [MPa]	19.37	f _{t/fy}	1.15
v _{min} [MPa]	0.534		

	C. Rara	C. Freq.	C. Q. Perm.
apertura fessure [mm]	0.6	0.4	0.3
Tensione cls [MPa]	17.4	17.4	13.1
Tensione acc. [MPa]	360	360	360

Coprierri:

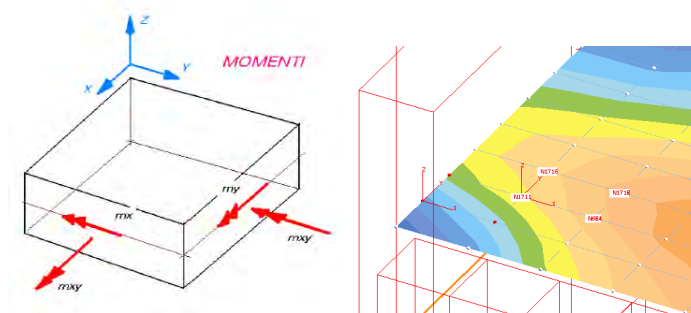
c' equiv, calcolo sup = 40 mm.

c equiv, calcolo inf = 20 mm. (superficie cls non esposta: protetta dalla lamiera grecata)

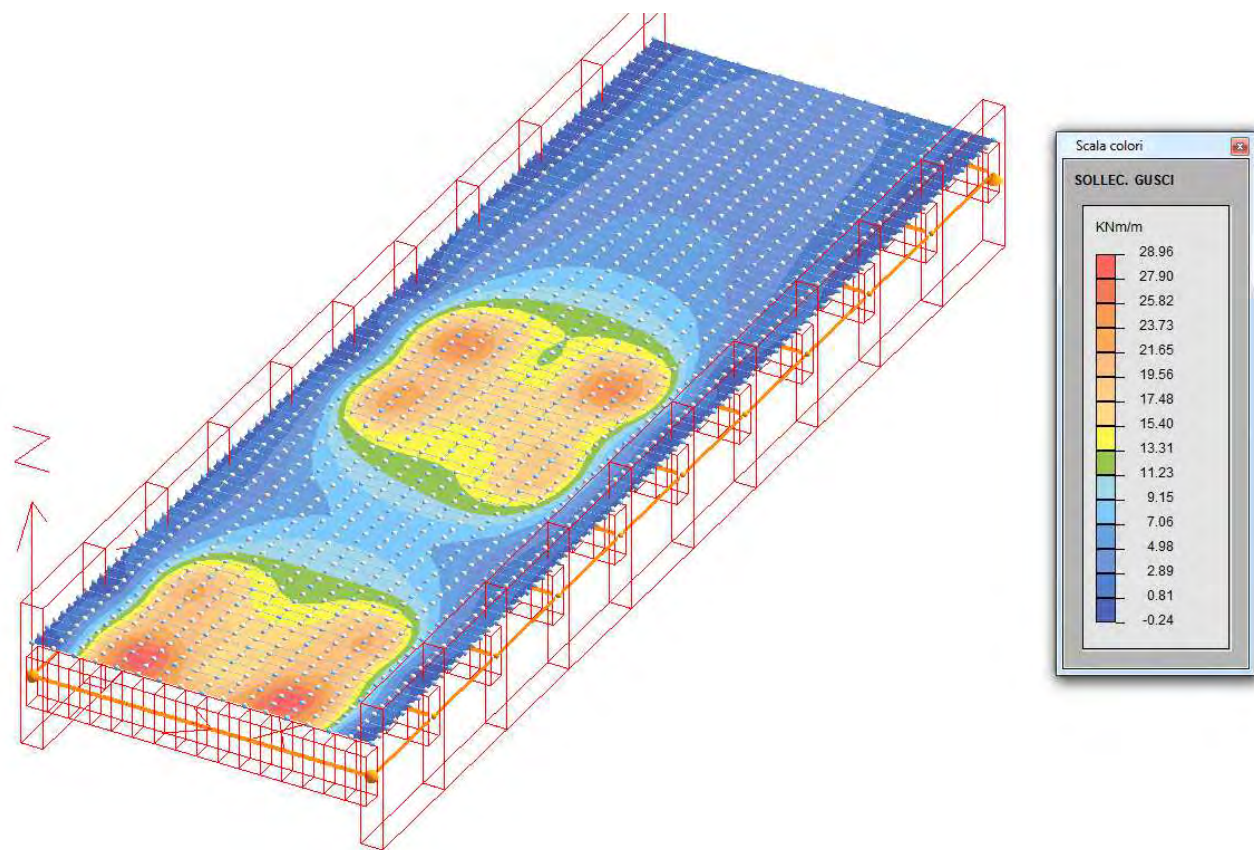
Armatura aggiuntiva:

lembo sup. : rete elettrosaldata $\Phi 10/15 \times 15$ cm;

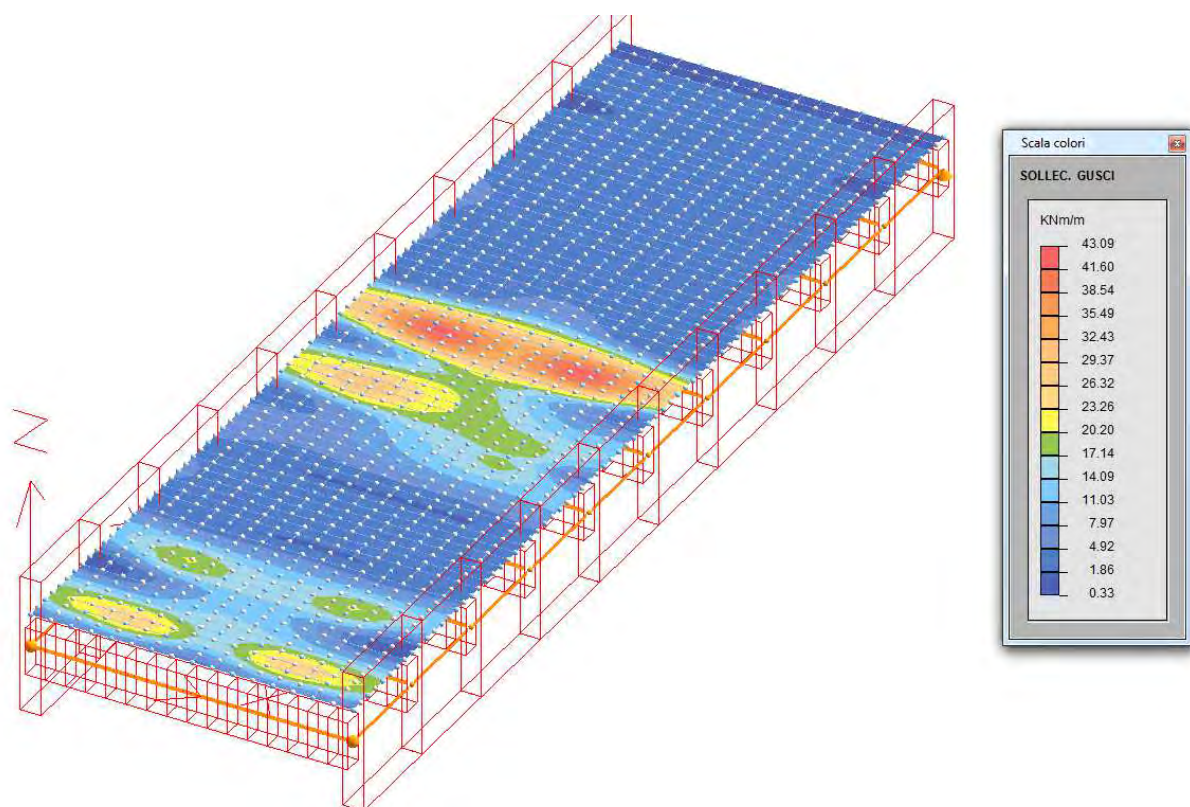
lembo inf. : rete elettrosaldata $\Phi 10/15 \times 15$ cm.



Convenzioni



M_{xx} [kNm/m]: involucro comb. SLU



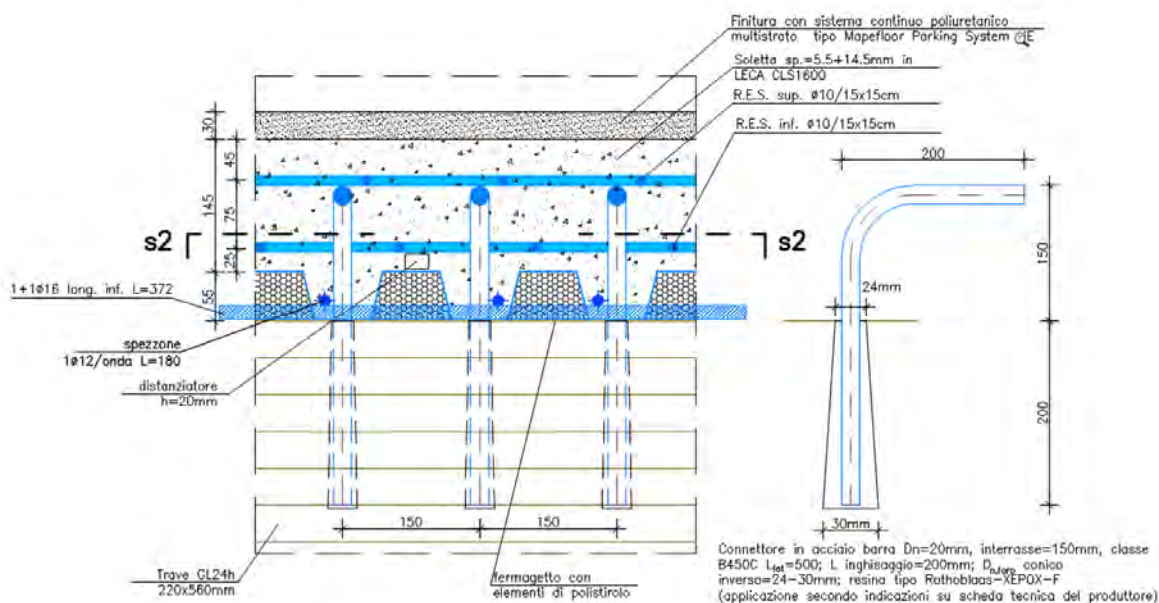
Myy [kNm/m]: inviluppo comb. SLU

6.4.2 Verifica traverso

I traversi sono schematizzati con una sezione mista legno-calcestruzzo resa tale da connettori metallici a gambo cilindrico su due file infissi nei traversi in legno lamellare GL24h di sezione 220x560mm.

Le caratteristiche della sezione composta sono dunque le seguenti:

- Traverso in legno lamellare 220x560mm con luce di calcolo 3.74m;
- interasse traversi: $i = 1.24\text{m}$;
- Soletta impalcato: realizzata con lamiera grecata e calcestruzzo alleggerito di spessore 5.5+14.5cm equivalente a soletta cls alleggerito $sp_{med} = 17.25\text{cm}$ ed armata con doppia R.E.S. $\Phi 10/15 \times 15\text{cm}$ (lembo sup. + lembo inf.);
- Connettori metallici in singola fila $D_n = 20\text{mm}$, in acciaio tipo B450C, passo $p = 150\text{mm}$ corrispondente al passo della lamiera grecata (risvoltati all'estremità superiore per migliorare l'efficacia del connettore), altezza entro soletta collaborante $h = 150\text{mm}$.



Il calcolo della sezione mista viene svolto in accordo con quanto riportato sul testo “Strutture in legno” – Piazza, Tomasi, Modena - Ed. Hoepli: esso prevede verifiche tensionali e deformative sia a tempo iniziale $T=0$ che a tempo infinito $T=\infty$. Cambiando i valori dei moduli elastici dei materiali, variano i valori delle rigidezze e le verifiche risultano diverse.

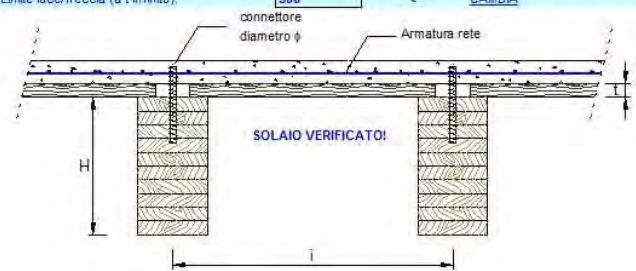
Si riassumono le due condizioni trattate nel calcolo:

$T=0$: periodo iniziale nel quale, oltre ai permanenti possono essere presenti i soli accidentali da folla;

$T=\infty$: condizione di lunga durata nel quale gli effetti viscosi si sono compiutamente definiti e i carichi massimi presenti saranno quelli veicolari come descritti precedentemente in relazione.

Si riportano nel seguito i tabulati grafici riassuntivi delle verifiche effettuate; si rimanda agli allegati per le verifiche esaustive.

BREVE PERIODO		cif. verifica V1 sezione cls armata		$\sigma_{ed}/f_{t,0.9} + \sigma_{m,2}/f_{m,1.9} = 0.09$	
Freccia a t_0 0.1 mm	$L/u_{adm,15} = 35000$	$\tau_{0.9}/f_{t,0.9} = 0.12$	$F_{SD}/R_d = 0.09$	$\eta = [(EJ)_{ed} - (EJ)_{0.9}]/[(EJ)_{0.9} - (EJ)_{0.9}] = 0.07$	
LUNGO PERIODO		(tensione di trazione) cif. verifica V2 sezione cls armata		$\sigma_{ed}/f_{t,0.9} + \sigma_{m,2}/f_{m,1.9} = 0.59$	
Freccia a t_{∞} 0.4 mm	$L/u_{adm,15} = 8750$	$\tau_{0.9}/f_{t,0.9} = 0.89$	$F_{SD}/R_d = 0.66$	$\eta = [(EJ)_{ed} - (EJ)_{0.9}]/[(EJ)_{0.9} - (EJ)_{0.9}] = 0.07$	
Limite luce/freccia (a t infinito): 500 ← CAMBIA					



SOLAIO VERIFICATO!

Classe di servizio (travi portanti lignee):	classe 3	classe 3	$k_{ser} = 2.00$
classe durata pesi propri e perm. portati:	permanente	→	$k_{mod,1} = 0.50$
classe durata sovraccarico esercizio:	istantanea	→	$k_{mod,2} = 0.90$
Coefficiente parziale SLU (permanenti):	1.30 = γ_G	Valore ν_2 (EN 1995:2005) =	1.00
coefficiente parziale SLU (variabili eserc.):	1.50 = γ_Q		
CARICO PERMANENTE PORTATO (escluso pesi propri trave, tavolato e soletta):	0.76 kN/m ²		
CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO (nominale):	7.20 kN/m ²		
CARICO PERMANENTE PORTATO calcolato (compreso anche di tutti i pesi propri):	3.96 kN/m ²		

Travi portanti in legno:	lamellare	← CAMBIA
Classe resistenza travi lignee:	GL24h	← CAMBIA
spessore soletta cls:	s = 17.25 cm	
(collaborante)	10 mm/15x15	(soddisfacente)
Rete nella soletta:		
spessore tavolato ("gap"):	t = 2.75 cm	
base della trave legno:	b = 22.0 cm	
altezza trave legno:	H = 56.0 cm	
interasse travi lignee:	i = 124.0 cm	
luce teorica travi legno:	L = 3.50 m	
diametro connettore:	d = 20 mm	→
Classe resistenza:	B450C	B450C
(acciaio connettore)		
Classe resistenza CLS:	C32/40	C32/40
Passo minimo conn.:	s _{min} = 15.0 cm	
(lungo i primi "terzi" o "quarti")		
passo massimo conn.:	s _{max} = 15.0 cm	
(nella rimanente zona centrale)	Passo massimo OK!	
interasse efficace:	s _{eff} = 15.0 cm	
copriferro connettore:	c = 5.0 cm	
(da estradosso soletta)		
lunghezza infissione:	l _{inf} = 20.0 cm	
(minimo nel legno)		
tratto di infissione:	l _{tr} = 12.3 cm	
(minimo nella soletta di cls)		
Lunghezza connettore:	l _c = 32.3 cm	
(minimo lungo la verticale)		

TIPI DI CONNETTORI SCELTI:
incolati con adesivo epossidico

DATI ATTUALI DI PROGETTO	(tempo iniziale)
Spessore soletta CLS	172,5 mm
interasse travì legno	1240 mm
Luce di calcolo travì portanti lignee	3500 mm
larghezza trave legno	220 mm
altezza trave legno	560 mm
spessore tavolato in legno ("gap" tra soletta e trave):	27,5 mm
Distanza baricentri geometrici soletta-trave: $a = (s + H)/2 + t =$	393,75 mm
Interasse (equivalente) connettori:	
$s_{eq} =$	150 mm
Valore di rigidità connettore (verifica SLU):	
$K_{eq} =$	10864 N/mm
modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_1 = 32643 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico trave legno:	$E_2 = 11600 \text{ N/mm}^2$



VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-clc:	(tempo iniziale)
Soletta CLS	$E_1 I_1 = 1,78E+13 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 I_2 = 3,73E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 7,20E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 1,43E+09 \text{ N}$

VALORI DI RIGIDEZZA del sistema misto legno-clc (tempo iniziale)

$(EJ)_0 = \Sigma(EJ_i) =$	5,52E+13 Nmm ²	←	rigidezza flessionale sez. composta con rigidità di connessione nulla
$(EA)_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2 / (\Sigma E_i A_i) =$	1,19E+09 N		
$(EJ)_\infty = \Sigma E_i J_i + \Sigma E_i A_i a_i^2 = (EJ)_0 + (EA)_0 \cdot a^2 =$	2,40E+14 Nmm ²	←	rigidezza flessionale sez. composta

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (tempo iniziale)

$\gamma_2 =$	1		
$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq}^2 / (K_{eq} L^2)]^{-1} =$	0,01		
$a_2 = \gamma_1 E_1 A_1 a / (\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) =$	23 mm	←	distanza baricentro sez. trave da baricentro sezione mista
$a_1 = a - a_2 =$	371 mm	←	distanza baricentro sez. soletta clc da baricentro sez. mista
$(EJ)_{ef} = \Sigma E_i J_i + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 =$	6,82E+13 Nmm ²	←	rigidezza efficace del SISTEMA MISTO (in condizioni di SLU)

VALORE EFFICIENZA DEL SISTEMA MISTO (tempo iniziale)

$$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0] / [(EJ)_\infty - (EJ)_0] = 0,07$$

DATI ATTUALI DI PROGETTO	(tempo iniziale)
Spessore soletta CLS	172.5 mm
interasse travi legno	1240 mm
Luca di calcolo travi portanti lignee	3500 mm
larghezza trave legno	220 mm
altezza trave legno	560 mm
spessore tavolato in legno ("gap" tra soletta e trave):	27.5 mm

Distanza baricentri geometrici soletta-trave:
 $a = (s + H)/2 + t = 393.75 \text{ mm}$

Interasse (equivalente) connettori:
 $s_{eq} = 150 \text{ mm}$

Valore di rigidità connettore (verifica SLE):
 $K_{s, SLE} = 16297 \text{ N/mm}$

modulo elastico (medio secante) CLS:
 $E_1 = 33643 \text{ N/mm}^2$
 modulo elastico trave legno:
 $E_2 = 11600 \text{ N/mm}^2$

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-clc:	(tempo iniziale)
Soletta CLS	$E_1 I_1 = 1.78E+13 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 I_2 = 3.73E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 7.20E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 1.43E+09 \text{ N}$

VALORI DI RIGIDEZZA del sistema misto legno-clc (tempo iniziale)

$(EJ)_0 = \Sigma(EJ_i) = 5.52E+13 \text{ Nmm}^2 \leftarrow \text{rigidezza flessionale sez. composta con rigidità di connessione nulla}$
 $(EA)_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2 / (\Sigma EA_i) = 1.19E+09 \text{ Nmm}^2$
 $(EJ)_\infty = \Sigma EJ_i + \Sigma E_i A_i a_i^2 = (EJ)_0 + (EA)_0 \cdot a^2 = 2.40E+14 \text{ Nmm}^2 \leftarrow \text{rigidezza flessionale sez. composta}$

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (tempo iniziale)

$\gamma_2 = 1$
 $\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq}^2 / (K_{s, SLE} L^2)]^{-1} = 0.02$
 $a_2 = \gamma_1 E_1 A_1 a / (\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) = 33 \text{ mm} \leftarrow \text{distanza baricentro sez. trave da baricentro sezione mista}$
 $a_1 = a - a_2 = 360 \text{ mm} \leftarrow \text{distanza baricentro sez. soletta clc da baricentro sez. mista}$

$(EJ)_{eff, serv, 10} = \Sigma EJ_i + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 = 7.40E+13 \text{ Nmm}^2 \leftarrow \text{rigidezza efficace del SISTEMA MISTO (in caso di stato limite di servizio)}$

VALORE EFFICIENZA DEL SISTEMA MISTO (tempo iniziale)

$\eta = [(EJ)_{eff} - (EJ)_0] / [(EJ)_\infty - (EJ)_0] = 0.10$

CARICHI LINEARI SULLA SEZIONE MISTA RESISTENTE (SLE)

Carico permanente (stato limite di esercizio):
 $g_{k,2} = 4.85 \text{ kN/m}$

Carico variabile (stato limite di esercizio):
 $q_{k,2} = 6.20 \text{ kN/m}$

Valore del coefficiente
 $\psi_{2,1} = 0.00 \text{ PONTI}$

Freccia istantanea carichi permanenti

$u_{g, ist, 10} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot g_{k,2} \cdot L^4 / (EJ)_{eff, serv, 10} = 0.1 \text{ mm}$

Freccia istantanea carichi variabili di esercizio

$u_{q, ist, 10} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot q_{k,2} \cdot L^4 / (EJ)_{eff, serv, 10} = 0.2 \text{ mm} \rightarrow L/u_{q, ist, 10} = 19429 \geq 400 \text{ (soddisfacente)}$

FRECCIA ISTANTANEA COMPLESSIVA (a tempo infinito):

$u_{\infty, ist, 10} = u_{g, ist, 10} + \psi_{2,1} \cdot u_{q, ist, 10} = 0.1 \text{ mm} \rightarrow L/u_{\infty, ist, 10} = 35000 \geq 500 \text{ (soddisfacente)}$

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-clc:

Soletta CLS	$E_1 J_1 = 1.78E+13 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 J_2 = 3.73E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 7.20E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 1.43E+09 \text{ N}$

MODULI ELASTICI MATERIALI (al tempo t_0 - breve periodo)

modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_1 = E_{c,med,t_0} = 33643 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico trave legno:	$E_2 = E_{c,med,t_0} = 11600 \text{ N/mm}^2$

DIMENSIONI ELEMENTI

Spessore soletta cls: $s =$	172.5 mm
spessore tavolato ("gap" tra soletta e trave lignea): $t =$	27.5 mm
Altezza trave portante: $H =$	560 mm
larghezza trave portante: $b =$	220 mm
interasse (equivalente) connettori:	150 mm

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (al tempo t_0 - breve periodo)

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= 1 \\ \gamma_1 &= [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{2,2}^2 / (K_c L^2)]^{-1} = 0.01 \\ \alpha_2 &= \gamma_1 E_1 A_1 s / (\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) = 23 \text{ mm} \\ \alpha_1 &= s - \alpha_2 = 371 \text{ mm} \\ (EJ)_{ef} &= \Sigma EJ + \gamma_2 E_2 A_2 \alpha_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 \alpha_1^2 = 6.82E+13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Sollecitazioni di progetto (SLU):

Flettente	$M_{ed} = 2.66E+07 \text{ Nmm}$
Tagliante	$V_{ed} = 2.50E+04 \text{ N}$

SOLETTA DI CALCESTRUZZO

Tensione baricentrica (uniforme) di compressione su soletta in CLS

$$\sigma_1 = M_{ed} \gamma_1 E_1 \alpha_1 / (EJ)_{ef} = 0.06 \text{ MPa}$$

tensione (a "farfalla") per flessione pura su soletta in CLS

$$\sigma_{m1} = M_{ed} 0.5 E_1 s / (EJ)_{ef} = 1.13 \text{ MPa}$$

Tensione nel lembo compresso (superiore) della soletta

$$\sigma_{1,2} = \sigma_1 + \sigma_{m1} = 1.19 \text{ MPa} \quad \leq \quad f_{cd} [\text{MPa}] = 18.81 \quad (\text{soddisfacente}) \quad \sigma_{1,2} / f_{cd} = 0.06$$

Tensione nel lembo inferiore della soletta

$$\sigma_{1,2} = \sigma_1 - \sigma_{m1} = -1.07 \text{ MPa} \quad \leftarrow \text{VALORI NEGATIVI: TRAZIONI NEL CALCESTRUZZO}$$

(tensione di trazione)

Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls

$$1.07 \text{ MPa} \quad \leq \quad \begin{aligned} f_{ctd} [\text{MPa}] &= 1.45 \quad (\text{soddisfacente}) \quad \sigma_{1,2} / f_{ctd} = 0.74 \\ f_{ctd} [\text{MPa}] &= \end{aligned}$$

TRAVE E PORTANTE LINEE

Tensione (a "farfalla") per flessione pura su trave lignea	
$\sigma_{m,x} = -M_{s,x} / 0,5 E_{a,m,x} H (EJ)_{s,x} =$	-1,27 MPa (tensione di trazione)
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls	1,27 MPa
Esito verifica in tensoflessione retta:	
$\sigma_{m,x} / f_{t,x} + \sigma_{m,x} / f_{m,x} =$	0,09 <= 1 (soddisfacente)
Tensione di taglio sugli appoggi:	
$\tau_{s,x} = V_{s,x} / 0,5 E_{a,m,x} [HW^2 + a_z^2] / (EJ)_{s,x} =$	0,20 MPa
Esito verifica taglio sugli appoggi:	
$\tau_{s,x} / f_{v,x} =$	0,12 <= 1 (soddisfacente)
RESISTENZE DI PROGETTO	
$f_{m,x,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,x,k} \cdot l_y / l_x =$	15,00 MPa
$f_{t,x,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{t,x,k} \cdot l_y / l_x =$	10,31 MPa
$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,x,k} \cdot l_y / l_x =$	1,68 MPa

VERIFICA CONNETTORI

Taglio di progetto sul connettore più sollecitato:	
$F_{s,d} = \gamma_t E_k A_{s,d} s_{s,d} V_{s,d} (EJ)_{s,x} =$	1811 N
pari a:	1,81 kN
lunghezza infissione connettori	
$l_w =$	200 mm
di diametro effettivo connettore	
$d =$	20 mm
$f_{k,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \cdot k =$	24,93 MPa
$M_{k,k} = 0,08 f_{k,k} d^3 =$	345600 Nmm
TENSIONI CARATTERISTICHE DI ROTTURA (1 piano di taglio con piastra spessa)	
$R_{ts} = f_{t,k} \cdot l_w \cdot d =$	99712 N
$R_{tr} = f_{t,k} \cdot d \cdot l_w \cdot \left[\sqrt{2 - \frac{AM_{k,k}}{f_{t,k} \cdot d \cdot l_w^2}} - 1 \right] =$	43725 N
$R_{tr} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{k,k} \cdot f_{t,k}} \cdot d =$	30191 N
$R_k = \min[R_{ts}; R_{tr}; R_{ts}] =$	30191 N
Valore utilizzato:	$k_{mod} =$ 0,90
Resistenza di progetto connettore	
$R_d = k_{mod} R_k \cdot l_w =$	19408 N
pari a:	19,41 kN
Esito verifica resistenza connettore:	
$F_{s,d} / R_d =$	0,09 <= 1 (soddisfacente)

DATI ATTUALI DI PROGETTO	(tempo infinito)
Spessore soletta CLS	172.5 mm
interasse travi legno	1240 mm
Luce di calcolo travi portanti lignee	3500 mm
larghezza trave legno	220 mm
altezza trave legno	560 mm
spessore tavolato in legno ("gap" tra soletta e trave):	27.5 mm
Distanza baricentri geometrici soletta-trave:	
$a = (S + H)/2 + t =$	393.75 mm
Interasse (equivalente) connettori:	
$S_{eq} =$	160 mm
Valore di rigidità connettore (verifica SLU):	
$K_{a,inf} = K_{a,i}/(1 + \omega_2 k_{a,i}) =$	3621 N/mm
valore ω_2 (EN 1995:2005) $\hat{=}$	1.00
valore $k_{a,i} =$	2.00
modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_{1,inf} = E_d/(1 + \omega_2 \phi) =$ 11214 N/mmq
modulo elastico trave legno:	$E_{2,inf} = E_{d,wet,i}/(1 + \omega_2 k_{a,i}) =$ 3866.667 N/mmq
coefficiente di viscosità	$\phi =$ 2

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno- (tempo infinito)

Soletta CLS	$E_{1,inf} I_1 =$	5.95E+12 Nmm ²
Trave portante lignea	$E_{2,inf} I_2 =$	1.24E+13 Nmm ²
Soletta CLS	$E_{1,inf} A_1 =$	2.40E+09 N
Trave portante lignea	$E_{2,inf} A_2 =$	4.78E+08 N

VALORI DI RIGIDEZZA del sistema misto le (tempo infinito)

$(EJ)_k = \Sigma(E_{i,inf} I_i) =$	1.84E+13 Nmm ²	←	rigidezza flessionale sez. composta con rigidità di connessione nulla
$(EA)_k = E_{1,inf} A_1 + E_{2,inf} A_2 / (\Sigma E_{i,inf} A_i) =$	3.97E+08 Nmm ²		
$(EJ)_m = \Sigma E_{i,inf} I_i + \Sigma E_{i,inf} A_i a_i^2 = (EJ)_k + (EA)_k a^2 =$	8.00E+13 Nmm ²	←	rigidezza flessionale sez. composta

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (tempo infinito)

$\gamma_2 =$	1		
$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_{1,inf} A_1 S_{eq}^2 / (K_{a,inf} L^2)]^{-1} =$	0.01		
$a_2 = \gamma_1 E_{1,inf} A_1 a / (\gamma_1 E_{1,inf} A_1 + E_{2,inf} A_2) =$	23 mm	←	distanza baricentro sez. trave da baricentro sezione mista
$a_1 = a - a_2 =$	371 mm	←	distanza baricentro sez. soletta cls da baricentro sez. mista
$(EJ)_{eff} = \Sigma E_{i,inf} I_i + \gamma_2 E_{2,inf} A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_{1,inf} A_1 a_1^2 =$	2.27E+13 Nmm ²	←	rigidezza efficace del SISTEMA MISTO (in condizioni di SLU)

VALORE EFFICIENZA DEL SISTEMA MISTO (tempo infinito)

$$\eta = [(EJ)_{eff} - (EJ)_k] / [(EJ)_m - (EJ)_k] = 0.07$$

DATI ATTUALI DI PROGETTO	(tempo infinito)
Spessore soletta CLS	172.5 mm
interasse travi legno	1240 mm
Luca di calcolo travi portanti lignee	3500 mm
larghezza trave legno	220 mm
altezza trave legno	560 mm
spessore tavolato in legno ("gap" tra soletta e trave)	27.5 mm

Distanza baricentri geometrici soletta-trave:

$$a = (s + H)/2 + t = 393.75 \text{ mm}$$

Interasse (equivalente) connettori:

$$s_{eq} = 150 \text{ mm}$$

Valore di rigidità connettore (verifica SLE):

$$K_{con} = K_{con,el} / (1 + k_{con}) = 5432 \text{ N/mm}$$

valore $k_{con} = 2.00$

modulo elastico (medio secante) CLS:

$$E_{1,med} = E_1 / (1 + \phi) = 11214 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico trave legno:

$$E_{2,med} = E_{0,med} / (1 + k_{con}) = 3866.667 \text{ N/mm}^2$$

coefficiente di viscosità

$$\phi = 2$$

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-clc:	(tempo infinito)
Soletta CLS	$E_{1,med}J_1 = 5.95E+12 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_{2,med}J_2 = 1.24E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_{1,med}A_1 = 2.40E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_{2,med}A_2 = 4.76E+08 \text{ N}$

VALORI DI RIGIDEZZA del sistema misto legno-clc: (tempo infinito)

$$(EJ)_0 = \Sigma(E_{i,med}J_i) = 1.84E+13 \text{ Nmm}^2 \quad \leftarrow \text{rigidezza flessionale sez. composta con rigidità di connessione nulla}$$

$$(EA)_0 = E_{1,med}A_1 \cdot E_{2,med}A_2 / (\Sigma E_{i,med}A_i) = 3.97E+08 \text{ Nmm}^2$$

$$(EJ)_\infty = \Sigma E_{i,med}J_i + \Sigma E_{i,med}A_i a_i^2 = (EJ)_0 + (EA)_0 \cdot a^2 = 8.00E+13 \text{ Nmm}^2 \quad \leftarrow \text{rigidezza flessionale sez. composta}$$

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (tempo infinito)

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_{1,med} A_1 s_{eq}^2 / (K_{con} L^2)]^{-1} = 0.02$$

$$a_2 = \gamma_1 \cdot E_{1,med} A_1 a / (\gamma_1 E_{1,med} A_1 + E_{2,med} A_2) = 33 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{distanza baricentro sez. trave da baricentro sezione mista}$$

$$a_1 = a - a_2 = 360 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{distanza baricentro sez. soletta clc da baricentro sez. mista}$$

$$(EJ)_{eff, SERV, INF} = \Sigma E_{i,med} J_i + \gamma_2 E_{2,med} A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_{1,med} A_1 a_1^2 = 2.47E+13 \text{ Nmm}^2 \quad \leftarrow \text{rigidezza efficace del SISTEMA MISTO (condizioni di stato limite di servizio)}$$

VALORE EFFICIENZA DEL SISTEMA MISTO (tempo infinito)

$$\eta = [(EJ)_{eff} - (EJ)_0] / [(EJ)_\infty - (EJ)_0] = 0.10$$

CARICHI LINEARI SULLA SEZIONE MISTA RESISTENTE (SLE)

Carico permanente (stato limite di esercizio):

$$q_{k,z} = 4.85 \text{ kN/m}$$

Carico variabile (stato limite di esercizio):

$$q_{k,z} = 73.10 \text{ kN/m}$$

Valore del coefficiente

$$\psi_{2,j} = 0.00 \text{ PONTI}$$

Freccia finale carichi permanenti

$$u_{g,F,N} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot q_{k,z} \cdot L^4 / (EJ)_{eff, SERV, INF} = 0.4 \text{ mm}$$

Freccia finale carichi variabili di esercizio

$$u_{v,F,N} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot q_{k,z} \cdot L^4 / (EJ)_{eff, SERV, INF} = 6.4 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad L/u_{v,F,N} = 549 \quad \geq 400 \quad (\text{soddisfacente})$$

FRECCIA FINALE COMPLESSIVA (a tempo infinito):

$$u_{v,inf,F,N} = u_{g,F,N} + \psi_{2,j} \cdot u_{v,F,N} = 0.4 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad L/u_{v,inf,F,N} = 8750 \quad \geq 500 \quad (\text{soddisfacente})$$

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-cls:

Soletta CLS	$E_1 J_1 = 5.95E+12 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 J_2 = 1.24E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 2.40E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 4.76E+08 \text{ N}$

MODULI ELASTICI MATERIALI (al tempo infinito - LUNGO PERIODO)

modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_{1,med} = E_1 / (1 + \psi_2 \cdot \phi) = 11214 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico trave legno:	$E_{2,med} = E_2 \cdot k_{med} / (1 + \psi_2 \cdot k_{med}) = 3867 \text{ N/mm}^2$

DIMENSIONI ELEMENTI

Spessore soletta cls: s =	172.5 mm
spessore tavolato ("gap" tra soletta e trave lignea): t =	27.5 mm
Altezza trave portante: H =	560 mm
larghezza trave portante: b =	220 mm
interasse (equivalente) connettori:	150 mm

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (al tempo infinito - LUNGO PERIODO)

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= 1 \\ \gamma_1 &= [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq}^2 / (K_2 L^2)]^{-1} = 0.01 \\ a_2 &= \gamma_1 E_1 A_1 a / (\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) = 23 \text{ mm} \\ a_1 &= a - a_2 = 371 \text{ mm} \\ (EJ)_{eff} &= \Sigma E_1 J_1 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 = 2.27E+13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Sollecitazioni di progetto (SLU):

Flettente:	$M_{Ed} = 1.66E+08 \text{ Nmm}$
Tagliante:	$V_{Ed} = 1.90E+05 \text{ N}$

SOLETTA DI CALCESTRUZZO

Tensione baricentrica (uniforme) di compressione su soletta in CLS

$$\sigma_1 = M_{Ed} \cdot \gamma_1 E_1 / (EJ)_{eff} = 0.37 \text{ MPa}$$

tensione (a "farfalla") per flessione pura su soletta in CLS

$$\sigma_{m1} = M_{Ed} \cdot 0.5 E_1 / s / (EJ)_{eff} = 7.07 \text{ MPa}$$

Tensione nel lembo compresso (superiore) della soletta

$$\sigma_{1c} = \sigma_1 + \sigma_{m1} = 7.44 \text{ MPa} \quad \leq \quad f_{cd} [\text{MPa}] = 18.81 \text{ (soddisfacente)} \quad \sigma_{1c} / f_{cd} = 0.40$$

Tensione nel lembo inferiore della soletta

$$\sigma_{1t} = \sigma_1 - \sigma_{m1} = -6.69 \text{ MPa} \quad \leftarrow \text{VALORI NEGATIVI: TRAZIONI NEL CALCESTRUZZO}$$

(tensione di trazione)

Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls

$$6.69 \text{ MPa} \quad \geq \quad \begin{aligned} f_{ctd} [\text{MPa}] &= 1.45 \\ f_{ctd} [\text{MPa}] &= \end{aligned} \quad \begin{aligned} \sigma_{1t} / f_{ctd} &= 4.63 \\ \sigma_{1t} / f_{ctd} &= \end{aligned}$$

TRAVE PORTANTE LIGNEA

Tensione baricentrica (uniforme) di trazione nella trave lignea	$\sigma_z = -M_{Bz} / I_z \cdot E_{z,inf} \cdot a_z / (EJ)_{ef} =$	-0.65 MPa		
	(tensione di trazione)			
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls		0.65 MPa		
Tensione (a "farfalla") per flessione pura su trave lignea	$\sigma_{m,z} = -M_{Bz} \cdot 0.5 \cdot E_{z,inf} \cdot H / (EJ)_{ef} =$	-7.91 MPa		
	(tensione di trazione)			
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls		7.91 MPa		
Esito verifica in tensoflessione retta:	$ \sigma_z / f_{t,0,d} + \sigma_{m,z} / f_{m,d} =$	0.59	\leq	1 (soddisfacente)
Tensione di taglio sugli appoggi:	$\tau_{z,max} = V_{Bz} \cdot 0.5 \cdot E_{z,inf} \cdot [H/2 + a_z^2] / (EJ)_{ef} =$	1.48 MPa		
Esito verifica taglio sugli appoggi:	$\tau_{z,max} / f_{v,d} =$	0.89	\leq	1 (soddisfacente)
RESISTENZE DI PROGETTO				
	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_a \cdot f_{m,g,k} / \gamma_M =$	15.00 MPa		
	$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot k_a \cdot f_{t,0,k} / \gamma_M =$	10.31 MPa		
	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M =$	1.68 MPa		

VERIFICA CONNETTORI

Taglio di progetto sul connettore più sollecitato:				
	$F_{Ed} = \gamma_F \cdot E_k \cdot A_{eff} \cdot s_{eff} \cdot V_{Ed} / (EJ)_{ef} =$	13785 N		
	pari a:	13.78 kN		
lunghezza infissione connettori	$l_w =$	200 mm		
diametro effettivo connettore	$d =$	20 mm		
	$f_{k,k} = 0.082 \cdot [1 - 0.01 \cdot d] \cdot \rho_k =$	24.93 MPa		
	$M_{k,k} = 0.08 \cdot f_{k,k} \cdot d^3 =$	345600 Nmm		
TENSIONI CARATTERISTICHE DI ROTTURA (1 piano di taglio con piastra spessa)				
	$R_{Ed} = F_{Ed} \cdot l_w \cdot d =$	99712 N		
	$R_{Ed} = f_{k,k} \cdot d \cdot l_w \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{k,k}}{f_{k,k} \cdot d \cdot F_{Ed}}} - 1 \right] =$	43725 N		
	$R_{Ed} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{k,k} \cdot f_{k,k} \cdot d} =$	30191 N		
	$R_k = \min[R_{Ed}; R_{Ed}; R_{Ed}] =$	30191 N		
Valore utilizzato:	$k_{mod} =$	0.90		
Resistenza di progetto connettore	$R_d = k_{mod} \cdot R_k / \gamma_M =$	20901 N		
	pari a:	20.90 kN		
Esito verifica resistenza connettore:	$F_{Ed} / R_d =$	0.66	\leq	1 (soddisfacente)

Nonostante l'esito positivo delle verifiche, data la scarsa efficienza del sistema misto trave lignea (trasverso) – soletta cls armata, si è inserito l'ulteriore miglioramento con connessione tra trave di riva e soletta, agli estremi del trasverso, mediante ancoranti avvitabili metallici per calcestruzzo tipo Rothoblaas-VB Dn=12mm a passo variabile infittito in prossimità del

nodo trasverso-trave di riva (cfr. elaborati strutturali allegati), in corrispondenza di tutto lo sviluppo della soletta.

La procedura di calcolo, inoltre, non tiene conto del contributo della lamiera grecata collaborante e della doppia armatura presente nella soletta in c.a. (in particolare l'armatura tesa a lembo inferiore della soletta stessa), pertanto a parte sono state condotte ulteriori verifiche (Verifiche V1 e V2) su soletta armata collaborante in sostituzione alle verifiche di compressione/trazione a lembo inferiore della soletta presenti nei precedenti tabulati di calcolo.

VERIFICHE V1 e V2 su soletta in c.a. (richiamate nei tabulati precedenti):

NOME SOCIETA' - INDIRIZZO
VERIFICA SEZIONE - 13/11/2019 11:17:29

Descrizione : Sezione in C.A.
Nome lavoro : S1216X
Nome file : VERIFICHE SOLETTA CLS ARMATA.VSE
Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; MPa; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in mm2.

Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 30. ; fck = 24.9 ; fcd = 14.11 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

CLS:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm] Af[mm2]
1- 1	-620.	0.		1	580.	130.	10. 78.54
1- 2	-620.	172.		2	414.	130.	10. 78.54
1- 3	620.	172.		3	249.	130.	10. 78.54
1- 4	620.	0.		4	83.	130.	10. 78.54
				5	-83.	130.	10. 78.54
				6	-249.	130.	10. 78.54
				7	-414.	130.	10. 78.54
				8	-580.	130.	10. 78.54
				9	582.	20.	10. 78.54
				10	415.	20.	10. 78.54
				11	248.	20.	10. 78.54
				12	81.	20.	10. 78.54
				13	-86.	20.	10. 78.54
				14	-253.	20.	10. 78.54
				15	-420.	20.	10. 78.54
				16	-587.	20.	10. 78.54
				17	-114.	20.	16. 201.06
				18	110.	20.	16. 201.06

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 86.2 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	
1	-10.69	7.3173	0.	t0 BREVE DURATA	VERIFICA V1
2	-31.	45.66	0.	t_inf LUNGA DURATA	VERIFICA V2

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

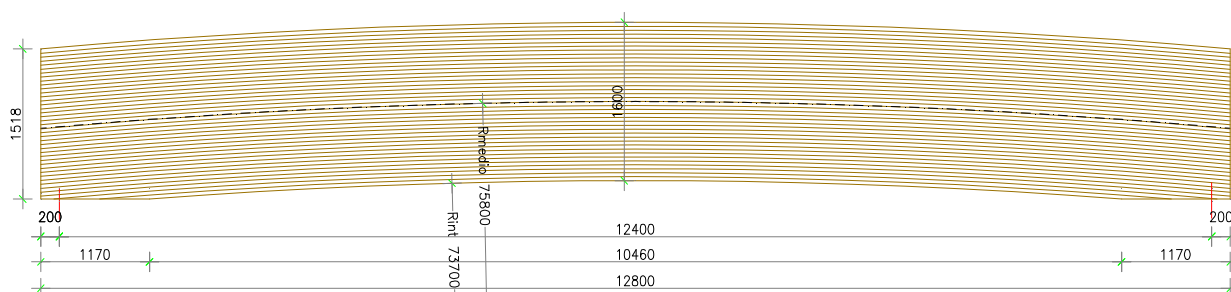
sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00002403935	.00000000696	.00028791583
2.	-.00016053718	.00000005361	.00191688944

Deformazioni massime sui materiali:

sol	cls	vert.	D	cls	S	cls	Ve	Acciaio lento	ferro	D	ferri	S	ferri	Ve
1	1-2	-	127	-	1.73	si		9.	.2402		48.05	si		
2	1-2	-	8541	-	9.48	si		9.	1.5989		319.79	si		

6.4.3 Verifica trave di riva

Il ponte è costituito da due travi principali curve, denominate travi di riva, in legno lamellare GL24h di sezione 240x1600mm. La lunghezza del tratto rettilineo prossimo all'appoggio è 1170mm dove la trave ha un'altezza di 1518mm. Il raggio di curvatura interno è di 73.70m mentre il raggio medio è di 75.8m. lo spessore delle singole lamelle è 40mm.



Si riportano nel seguito il tabulato sintetico degli input di verifica delle aste in legno e il tabulato sintetico che mostra l'impegno tensionale delle singole aste. Si rimanda agli allegati (relazione SVS 3.08_2) per le verifiche complete effettuate.

VERIFICA ASTE IN LEGNO - CDM DOLMEN e omnia IS 19 - c:\dolmen19\lavori\S1216D

ASTE DA VERIFICARE

☒ Nomi aste : CERCA

65-84

Materiale : Tutti

Descrizione : Tutte

Colore : Tutti

NOME FILE DI OUTPUT

VerAstLegno.txt APRI

VerAstLegno_sint.txt APRI

DATI MATERIALE

Descrizione: Legno lamellare

Norma: UNI EN 1194

Classe: GL24h

fm,k: 240 E0,m: 116000 p_k: 0.00037

ft,0,k: 165 E0,05: 94000 p_m: 0.00045

ft,90,k: 4 E90,m: 3900

fc,0,k: 240 Gm: 7200

fc,90,k: 27 G0,05: 5834.48

fv,k: 27

☐ Salva in custom per i nuovi lavori

Classe di servizio: 3

Tipo legno: 2) Legno lamellare incollato

Riferimento: EN 14080

Classe di durata:

	Kmod	Casi	ft,0,d (*)	fc,0,d	fm,d (*)	fv,d
Permanente	0.5	9	56.9	82.76	82.76	9.31
Lunga	0.55		62.59	91.03	91.03	10.24
Media	0.65		73.97	107.59	107.59	12.1
Breve	0.7	5, 6, 10, 1	79.66	115.86	115.86	13.03
Istantanea	0.9	1, 2	102.41	148.97	148.97	16.76

(*) valori per Kh=1

Kh nel caso di tipo legno Altro:

☐ Legno massiccio

☒ Legno lamellare

γ_m: 1.45

K_{def}: 2

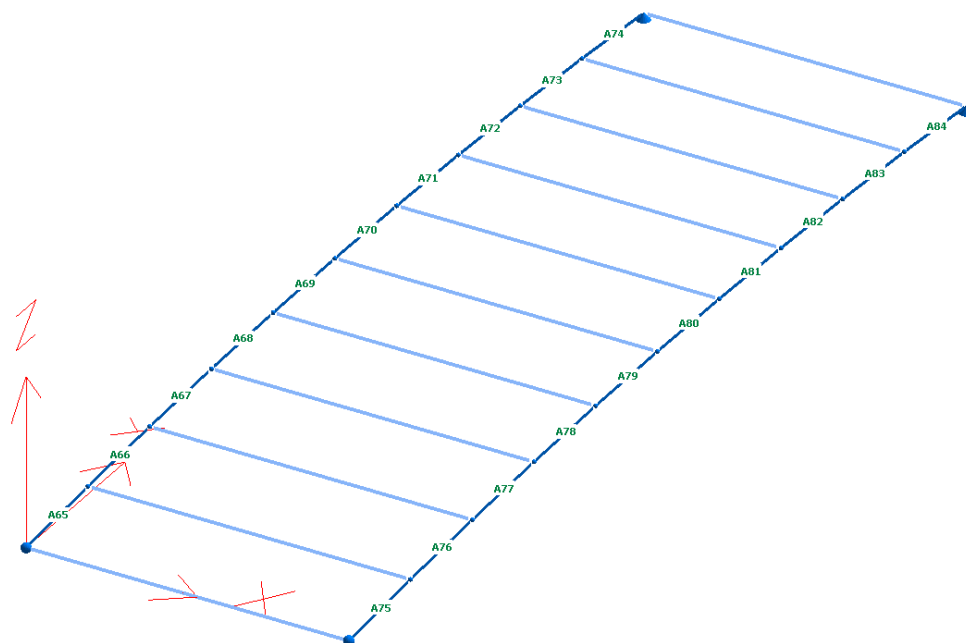
β_c: 0.1

τ_{min tor}: 0.01

☒ Applica riduzione K_{cr}

Coeff.: 2.5

K_{cr}: 0.926



VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

Lavoro : S1216D
Normativa : NTC18 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
Unità di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; daN/cm³.
Data : 13/11/2019 - 17:51
Numero aste : 20

RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta	sez	b	h	f _{spfd}	f _{sifl}	f _{sito}	f _{stau}	%	VE
65	1	24.	160.	.270	0.000	.077	.707	71	si
66	1	24.	160.	.511	0.000	.263	.577	58	si
67	1	24.	160.	.726	0.000	.526	.477	73	si
68	1	24.	160.	.915	0.000	.830	.425	92	si
69	1	24.	160.	.940	0.000	.878	.086	94	si
70	1	24.	160.	.940	0.000	.879	.260	94	si
71	1	24.	160.	.807	0.000	.649	.282	81	si
72	1	24.	160.	.646	0.000	.418	.354	65	si
73	1	24.	160.	.459	0.000	.212	.454	46	si
74	1	24.	160.	.243	0.000	.063	.576	58	si
75	1	24.	160.	.270	0.000	.077	.707	71	si
76	1	24.	160.	.511	0.000	.263	.577	58	si
77	1	24.	160.	.726	0.000	.526	.477	73	si
78	1	24.	160.	.915	0.000	.830	.425	92	si
79	1	24.	160.	.940	0.000	.878	.086	94	si
80	1	24.	160.	.940	0.000	.879	.260	94	si
81	1	24.	160.	.807	0.000	.649	.282	81	si
82	1	24.	160.	.646	0.000	.418	.354	65	si
83	1	24.	160.	.459	0.000	.212	.454	46	si
84	1	24.	160.	.243	0.000	.063	.576	58	si

Per la verifica all'appoggio (compressione ortogonale alle fibre):

$$F_{z,slu,max} = 478 \text{ kN}$$

$$A_{appoggio} =$$

Da cui:

$$\sigma_{z,max,\perp} =$$

$$[\sigma_{z,max,\perp} < f_{c,90,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m]$$

Per quanto riguarda invece le verifiche deformative si hanno le seguenti singole frecce istantanee:

$$U_{ist,gk} = 3.5 \text{ mm}$$

$$U_{ist,qk,veic} = 17.10 \text{ mm}$$

$$L \text{ trave, calcolo} = 1240 \text{ cm}$$

La classe di servizio 3 prevede $k_{def} = 2.0$ mentre $\Psi_{2,traffico} = 0$, quindi il valore della freccia finale è pari a:

$$u_{fin} = U_{ist,gk} \cdot (1 + k_{def}) + U_{ist,qk,veic} \cdot (1 + \Psi_{2,traffico} \cdot k_{def}) = 3.5 \cdot (1 + 2.0) + 17.10 = 27.60 \text{ mm}$$

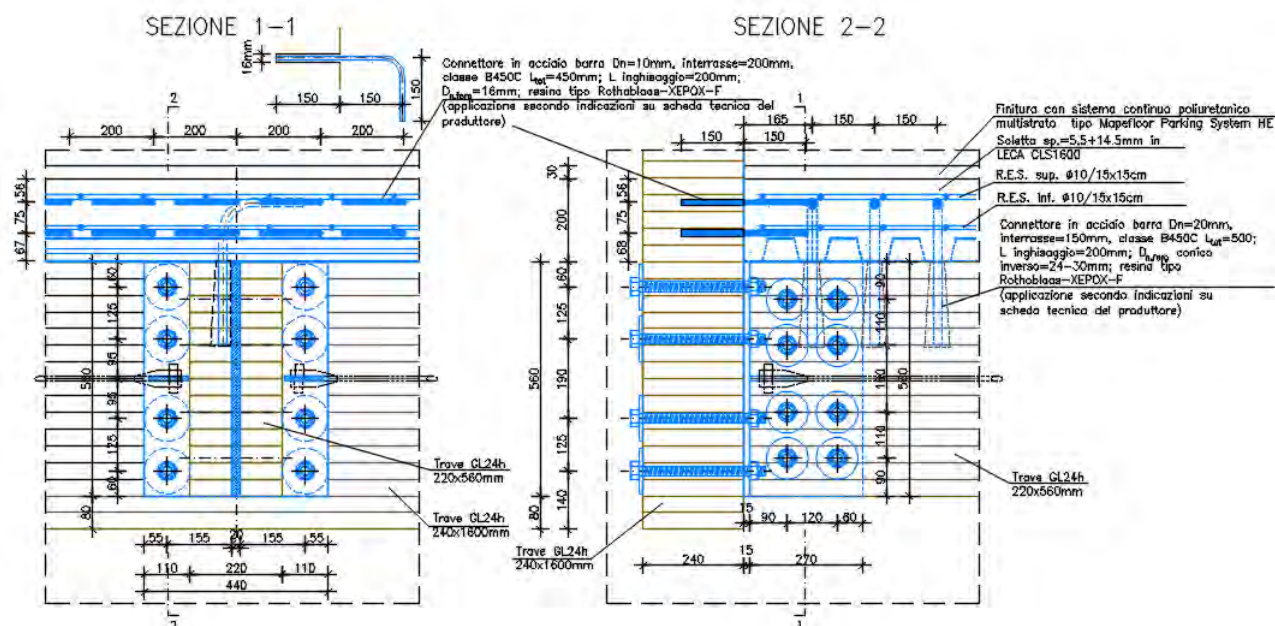
da cui:

$$L \text{ trave, calcolo} / u_{fin} = L / 449 \text{ (accettabile)}$$

6.4.4 Verifica collegamento traverso – trave di riva

Il collegamento tra i traversi e la trave di riva avviene tramite piastre in acciaio e bulloni M24 con rondelle $D_n=100\text{mm}/sp=10\text{mm}$. La verifica è duplice in quanto deve essere verificata sia lato traverso sia lato trave di riva.

Per le verifiche ci si riferisce a quanto esposto in UNI-EN-1995:2009 part. 1-1.



COLLEGAMENTO BULLONATO SU TRAVERSO

descrizione sommaria collegamento:

piastra medio/spessa interposta come elemento centrale su traverso in legno; connessione mediante bulloni con preforo e serraggio mediante rondelle su lati esterni

Geometria



dimensioni minime geometriche da rispettare:

Valori minimi di spaziatura e distanza da bordi ed estremità, per bulloni

Spaziature e distanze da estremità/bordi (vedere figura 8.7)	Angolo	Spaziatura o distanza minima
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	max. (7 d; 80 mm)
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$ $4d$ $(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	max. $[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

caratteristiche bullone:

Diametro: Dn	24	mm	classe	8.8	f _{yk} , bull	640	Mpa
lunghezza: L	220	mm			f _{uk} , bull	800	Mpa
t1	220	mm	(profondità penetrazione)				
t2	220	mm	(spessore elemento ligneo centrale)				

n° bulloni	8	da cui: n° efficace bulloni da calcolo	n eff	8.000			
					direzione sforzo su bulloni:		
					ortogonale alla fibra		x
					parallela alla fibra		
					interasse tra bulloni su fila:		
					a1 = mm	330	

TRAVE IN LEGNO:	B	240	mm ;	H	1600	mm
PIASTRA:	b (mm)	270	h (mm)	560	sp (mm)	20

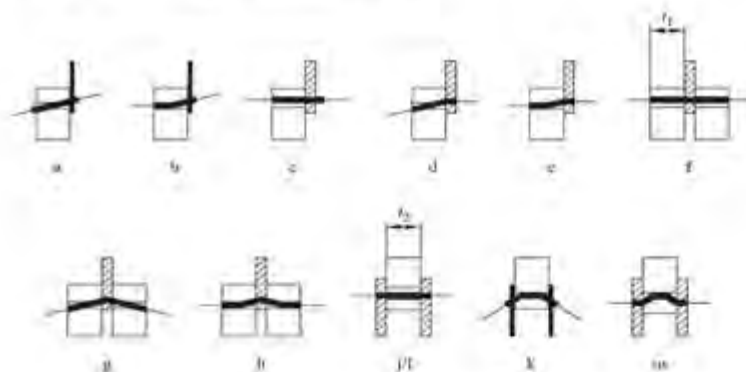
caratteristiche materiale:

GL24H	p	380	daN/mc	densità del legno	legno :	x	conifera
	f _{c,90,k}	2.7	Mpa				latifolia
	K _{mod}	1.1					
	γ _M	1.45					

sollecitazioni:

risultanti:	Ved,max	19000	daN			
	Med,max	313500	daNcm			
su singolo bullone:	V bull,max	2375	daN			
	F traz,bull, max	0	daN			
direz. sforzo su bull.:		90	°	k90	1.71	

Figura 4.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno



modi di rottura: "g", "h" n° piani di taglio 2

resistenza caratteristica a rifollamento:

 $f_{h,0,k}$ 23.68 Mpa

 $f_{h,1,k}$ 13.85 Mpa

Momento di snervamento:

 $M_{y,Rk}$ 744476 Nmm $M_{y,Rk} = 0,3 f_{y,k} d^3$

Capacità caratteristica a estrazione per il mezzo di unione

 $F_{ax,Rk}$ 34968 N

da cui:

Per una piastra di acciaio di qualsiasi spessore interposta una connessione a doppio taglio:

RESISTENZA A TAGLIO DEL CONNETTORE:

$F_{v,Rk,1}$	43710	N	=	43.71	kN
$F_{v,Rd,1}$	33159	N	=	33.16	kN
$V_{bull,max}$	23750	N	<	$F_{v,Rd,1}$	VERIFICATO

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1,k} b d}{f_{h,1,k} b d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} b d^3}} \right]} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \frac{2,3 A_n (M_{y,Rk} / b d + A_n d) + \frac{F_{ax,Rk}}{4}}{4} \right\}$$

RESISTENZA ASSIALE DEL CONNETTORE:

$F_{t,bull}$	203320	N	(capacità a trazione dei bulloni)
$F_{t,roind,bull}$	63585	N	(capacità portante rondella/piastra)
$F_{t,Rk,1}$	63585	N	= 63.59 kN
$F_{t,Rd,1}$	48237	N	
$F_{t,raz,bull,max}$	0	N	< $F_{t,Rd,1}$ VERIFICATO

VERIFICA PIASTRA METALLICA:

σ_{acc}	42.79	<	0.70 x f_{yk}	192.50	Mpa	VERIFICATO
			(acciaio S275JR)			

COMPRESSIONE SU LEGNO LATO RONDELLA:

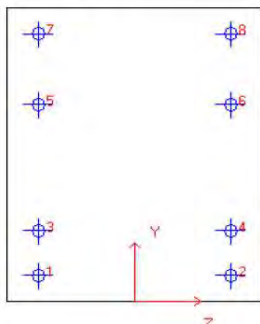
$\sigma_{legno,compressione}$	0.00	<	$f_{c,90,d}$	2.048	Mpa	VERIFICATO
-------------------------------	------	---	--------------	-------	-----	------------

COLLEGAMENTO BULLONATO SU TRAVE DI RIVA

descrizione sommaria collegamento:

piastra sottile su trave in legno (TRAVE DI RIVA); connessione mediante bulloni con preforo e serraggio
mediante rondelle su lato opposto alla piastra rispetto alla trave (lato esterno)

Geometria



dimensioni minime geometriche da rispettare:

Valori minimi di spaziatura e distanza da bordi ed estremità, per bulloni

Spaziature e distanze da estremità/bordi (vedere figura 8.7)	Angolo	Spaziatura o distanza minima
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{e,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	max. (7 d ; 80 mm)
$a_{s,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$ $4d$ $(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{e,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	max. [(2 + 2 sin α) d ; 3d]
$a_{s,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

caratteristiche bullone:

Diametro: Dn	24	mm	classe	8.8	fyk, bull	640	Mpa
lunghezza: L	240	mm			fuk, bull	800	Mpa
t1	240	mm	(profondità penetrazione)				
t2	240	mm	(spessore elemento ligneo centrale)				

n° bulloni	8	da cui: n° efficace bulloni da calcolo	n eff	8.000			
			direzione sforzo su bulloni:				
			ortogonale alla fibra				x
			parallela alla fibra				
			interasse tra bulloni su fila:				
			a1 = mm	330			

TRAVE IN LEGNO:	B	240	mm ;	H	1600	mm
PIASTRA:	b (mm)	440	h (mm)	560	sp (mm)	15

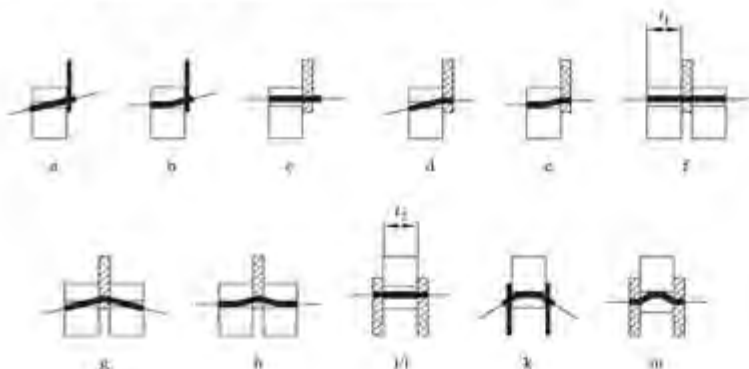
caratteristiche materiale:

GL24H	p	380	daN/mc	densità del legno	legno :	x	conifera
	fc,90,k	2.7	Mpa				latifoglia
	K _{mod}	1.1					
	γ _M	1.45					

sollecitazioni:

risultanti:	Ved,max	19000	daN			
	Med,max	313500	daNcm			
su singolo bullone:	V bull,max	2375	daN			
	F traz,bull, max	2025	daN			
direz. sforzo su bull.:		90	°	k90	1.71	

Figure 5.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno


 modi di rottura: "a", "b" n° piani di taglio: 1

resistenza caratteristica a rifollamento:

$f_{h,0,k}$	23.68	Mpa
$f_{h,1,k}$	13.85	Mpa

Momento di snervamento:

$M_{y,Rk}$	744476	Nmm	$M_{y,Rk} = 0,3 f_{t,0,k} d^2 k$
------------	--------	-----	----------------------------------

Capacità caratteristica a estrazione per il mezzo di unione

$F_{ax,Rk}$	25582.98	N
-------------	----------	---

da cui:

RESISTENZA A TAGLIO DEL CONNETTORE:

Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$F_v,Rk,1$	31908	N	=	31.91	kN
$F_v,Rd,1$	24206	N	=	24.21	kN
$V_{bull,max}$	23750	N	<	$F_v,Rd,1$	VERIFICATO

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \frac{0,4 f_{t,0,k} f_y d}{1,15 \sqrt{2} M_{Ed} f_{t,0,k} d} - \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}$$

RESISTENZA ASSIALE DEL CONNETTORE:

$F_{t,bull}$	203320	N	(capacità a trazione del bullone)
$F_{t,rond,bull}$	84091	N	(capacità portante rondella/piastra)
$F_{t,Rk,1}$	84091	N	= 84.09 kN
$F_{t,Rd,1}$	63793	N	
$F_{t,raz,bull,max}$	20250	N	< $F_{t,Rd,1}$ VERIFICATO

VERIFICA PIASTRA METALLICA:

σ_{acc}	32.32	<	$0.70 \times f_{yk}$	192.50	Mpa	VERIFICATO
			(acciaio S275JR)			

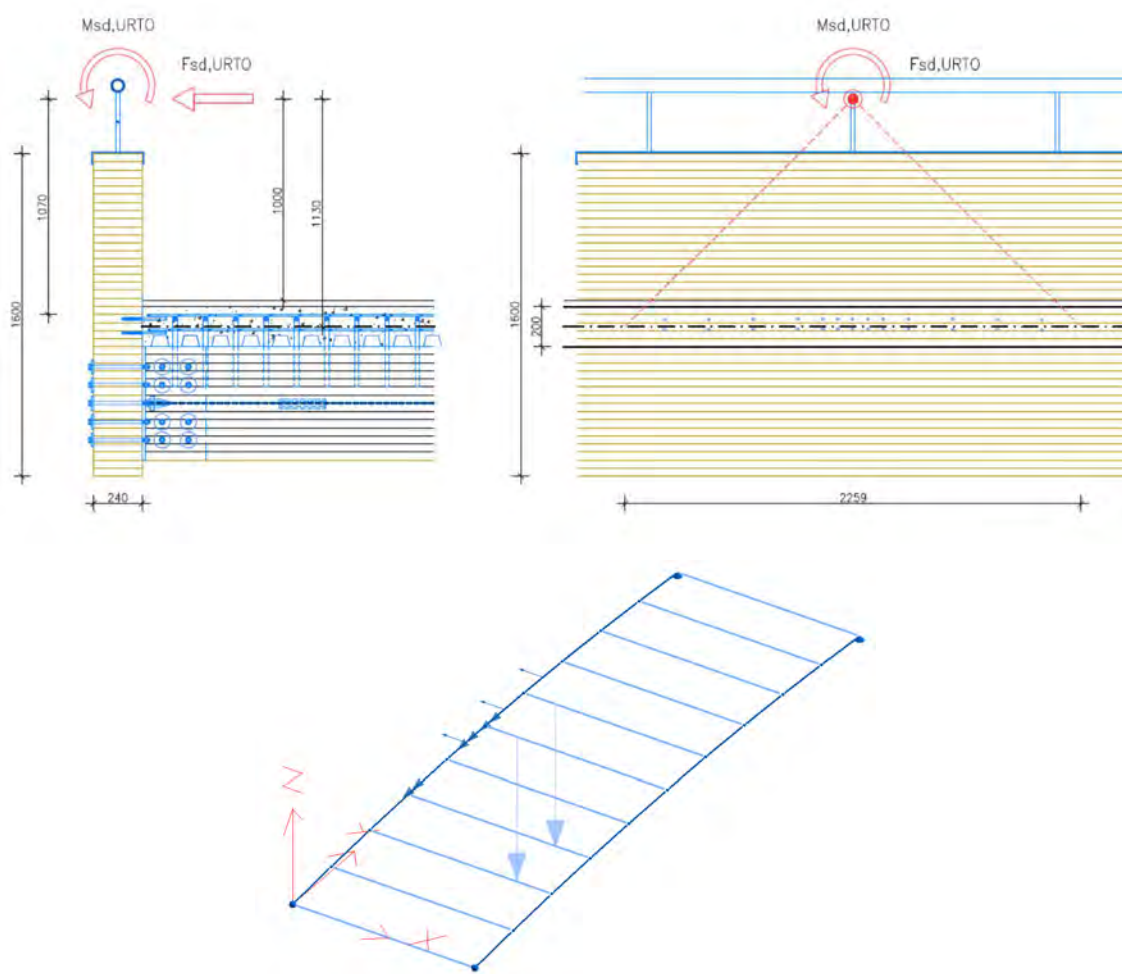
COMPRESSIONE SU LEGNO LATO RONDELLA:

$\sigma_{legno,compres}$	1.95	<	$f_{c,90,d}$	2.048	Mpa	VERIFICATO
--------------------------	------	---	--------------	-------	-----	------------

6.4.5 Verifica urto veicolare su trave di riva

Si riporta la verifica della trave di riva colpita ortogonalmente rispetto al suo asse da urto veicolare, pur trattandosi di un ponte prevalentemente pedonale in cui l'ipotetico urto veicolare su trave di riva risulta una situazione probabilmente inverosimile (l'urto si svilupperà prevalentemente longitudinalmente all'asse della trave, ripartito così su un tratto della trave molto più lungo di quello considerato nei calcoli).

Il carico eccezionale corrispondente all'urto veicolare in svio sul bordo del ponte (a ridosso della trave di riva) applicando lo Schema di Carico 2 secondo NTC18 e una forza orizzontale $F=100$ kN applicata ad un'altezza $h=100$ cm dal piano viario. Data la rigidità della trave l'urto si può supporre ripartito su di essa longitudinalmente all'asse dell'impalcato, come visibile nelle figure seguenti:



Si ipotizza, cautelativamente, che l'effetto agisca esclusivamente sull'impalcato costituito dal sistema travi di riva – traversi, trascurando il contributo irrigidente della soletta.

$$F_{sd,urto} = 100 \text{ kN}$$

Msd, urto = 153 kNm

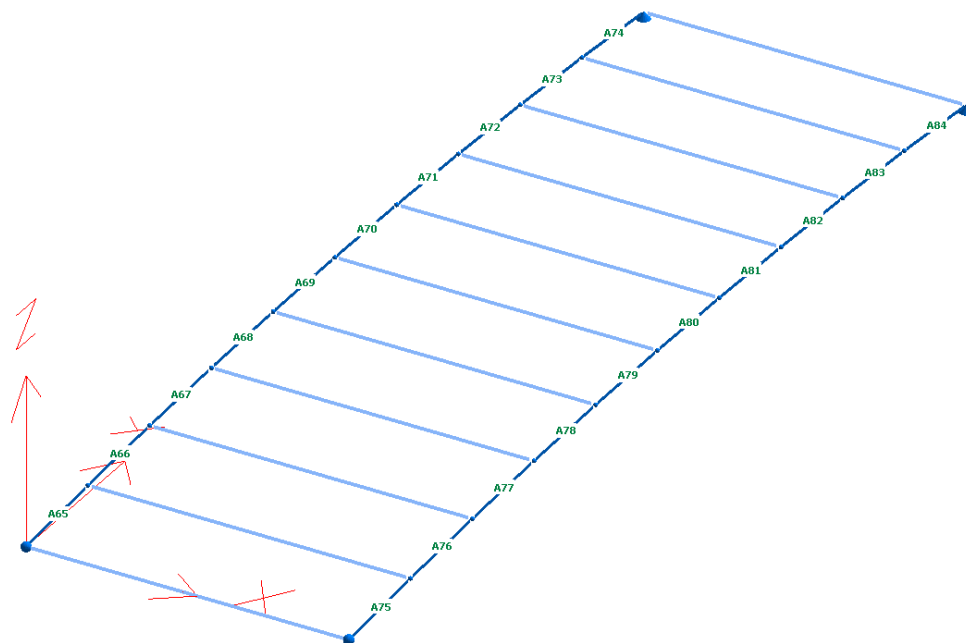
$$F_z \text{ (schema 2)} = 200\text{kN} + 200\text{Kn}$$

Si riportano nel seguito il tabulato sintetico degli input di verifica delle aste in legno e il tabulato sintetico che mostra l'impegno tensionale delle singole aste. Si rimanda agli allegati (relazione SVS 3.08_2) per le verifiche complete effettuate.

ASTE DA VERIFICARE		DATI MATERIALE																																					
<input checked="" type="checkbox"/> Nomini aste : <input type="button" value="CERCA"/>		<input type="button" value="ARCHIVIO"/>																																					
65-84		Descrizione: <input type="text" value="Legno lamellare"/>																																					
Materiale : <input type="text" value="Tutti"/>		Norma: <input type="text" value="UNI EN 1194"/>																																					
Descrizione : <input type="text" value="Tutte"/>		Classe: <input type="text" value="GL24h"/>																																					
Colore : <input type="text" value="Tutti"/>		<input type="button" value="OK"/>																																					
NOME FILE DI OUTPUT VerAstLegno.bt <input type="button" value="APRI"/>		<table border="1"> <tr> <td>fm,k</td> <td>240</td> <td>E0,m</td> <td>116000</td> <td>ρ_k</td> <td>0.00037</td> </tr> <tr> <td>ft,0,k</td> <td>165</td> <td>E0,05</td> <td>94000</td> <td>ρ_m</td> <td>0.00045</td> </tr> <tr> <td>ft,90,k</td> <td>4</td> <td>E90,m</td> <td>3900</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fc,0,k</td> <td>240</td> <td>Gm</td> <td>7200</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fc,90,k</td> <td>27</td> <td>G0,05</td> <td>5834.48</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fv,k</td> <td>27</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		fm,k	240	E0,m	116000	ρ_k	0.00037	ft,0,k	165	E0,05	94000	ρ_m	0.00045	ft,90,k	4	E90,m	3900			fc,0,k	240	Gm	7200			fc,90,k	27	G0,05	5834.48			fv,k	27				
fm,k	240	E0,m	116000	ρ_k	0.00037																																		
ft,0,k	165	E0,05	94000	ρ_m	0.00045																																		
ft,90,k	4	E90,m	3900																																				
fc,0,k	240	Gm	7200																																				
fc,90,k	27	G0,05	5834.48																																				
fv,k	27																																						
VerAstLegno_sint.bt <input type="button" value="APRI"/>		<input type="checkbox"/> Salva in custom per i nuovi lavori																																					

Classe di servizio :	<input type="text" value="3"/>	Tipo legno :	<input type="text" value="2) Legno lamellare incollato"/>	<input type="button" value="COPIA"/>	Riferimento: <input type="text" value="EN 14080"/>	
Classe di durata :						
	Kmod	Casi	ft,0 (°)	fc,0,d	fm,d (°)	fv,d
Permanente	0.5		56.9	82.76	82.76	9.31
Lunga	0.55		62.59	91.03	91.03	10.24
Media	0.65		73.97	107.59	107.59	12.1
Breve	0.7		79.66	115.86	115.86	13.03
Istantanea	0.9	12	102.41	148.97	148.97	16.76

γ_m	1.45	<input type="radio"/> Legno massiccio
Kdef	2	<input checked="" type="radio"/> Legno lamellare
β_c	0.1	
τ min tor	0.01	<input checked="" type="checkbox"/> Applica riduzione Kcr
Coeff.	2.5	
Kcr	0.926	



VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

Lavoro : S1216D
Normativa : NTC18 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
Unità di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.
Data : 15/11/2019 - 11:25
Numero aste : 20

RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta	sez	b	h	fSPfd	fSIfl	fSIto	fSTau	%	VE
65	1	24.	160.	.211	0.000	.052	.255	26	si
66	1	24.	160.	.414	0.000	.115	.252	41	si
67	1	24.	160.	.610	0.000	.215	.252	61	si
68	1	24.	160.	.799	0.000	.345	.276	80	si
69	1	24.	160.	.959	0.000	.496	.378	96	si
70	1	24.	160.	.938	0.000	.493	.199	94	si
71	1	24.	160.	.866	0.000	.469	.488	87	si
72	1	24.	160.	.677	0.000	.281	.390	68	si
73	1	24.	160.	.459	0.000	.134	.370	46	si
74	1	24.	160.	.233	0.000	.038	.369	37	si
75	1	24.	160.	.187	0.000	.023	.058	19	si
76	1	24.	160.	.264	0.000	.025	.055	26	si
77	1	24.	160.	.368	0.000	.058	.047	37	si
78	1	24.	160.	.476	0.000	.112	.045	48	si
79	1	24.	160.	.551	0.000	.159	.044	55	si
80	1	24.	160.	.538	0.000	.155	.014	54	si
81	1	24.	160.	.436	0.000	.103	.069	44	si
82	1	24.	160.	.342	0.000	.053	.068	34	si
83	1	24.	160.	.223	0.000	.021	.072	22	si
84	1	24.	160.	.111	0.000	.005	.070	11	si

6.4.6 Verifica parapetto su trave di riva

Esso è costituito da montanti tubolari Dn=42/3.2mm saldati al corrimano (tubolare Dn=60/3.2mm) e posti ad interasse i=1.24 m. Si riporta la verifica del montante del parapetto sottoposto a spinta orizzontale secondo NTC18:

$$F_h = 1.5 \text{ kN/m}$$

Il montante tubolare risulta saldato - a completa penetrazione e ripristino di resistenza della sezione più debole - alla piastra di base dim. 190mm x 80mm, che a sua volta risulta fissata entro la testa della trave di riva in GL24H mediante n° 2 barre M12 classe 8.8, $L_{\text{penetrazione}}=200\text{mm}$ inghisate con resina tipo Rothoblaas-EPOX-F.

Si riportano nel seguito le verifiche del montante e della connessione della piastra entro legno.

Dati INPUT				Dati OUTPUT											
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici											
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 NH/NLH			Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk} =	275	[Mpa]		D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	A _s	L/t	
f_{tk} =	430	[Mpa]		[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
				42.0	3.2		3.90	7.39	1.38	3.52	4.83	3.06	0.13	326.59	
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2											
D =	42.0	[mm]		Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{p,Rd}$ =		102.16	$N_{Ed} / N_{p,Rd}$ =		0.00	verifica soddisfatta	
t =	3.2	[mm]													
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =		102.16	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =		0.00	verifica soddisfatta	
L =	0.35	[m]													
β =	2.00	[-]		Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =		1.26	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$ =		0.51	verifica soddisfatta	
Solicitazioni agenti															
N_{Ed} =	0.00	[kN]		Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =		37.55	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ =		0.05	verifica soddisfatta	
V_{Ed} =	1.86	[kN]													
$M_{y,Ed}$ =	0.65	[kNm]		Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				Sez. Classe 1-2	$M_{N,Rd}$ =		1.26	$M_{Ed} / M_{N,Rd}$ =		0.51	verifica soddisfatta
ψ =	0.00	[kNm]						Sez. Classe 3	$ \sigma_{x,Ed} $ =			$f_{y,d}$ =			

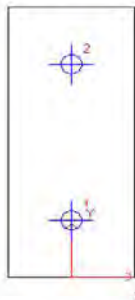
Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)	$N_{b,Rd}$ =	91.46	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.00	verifica soddisfatta	
Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$				0.39	verifica soddisfatta

COLLEGAMENTO CON BULLONI E PIASTRA (PARAPETTO)

descrizione sommaria collegamento:

piastra - definibile spessa rispetto al diametro del bullone - su trave in legno (TRAVE DI RIVA); connessione mediante bulloni con preforo, inserimento barra filettata e serraggio con testa conica su piastra

Geometria



dimensioni minime geometriche da rispettare:

Valori minimi di spaziatura e distanza da bordi ed estremità, per bulloni

Spaziature e distanze da estremità/bordi (vedere figura B.7)	Angolo	Spaziatura o distanza minima
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,1}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	max. (7 d ; 80 mm)
$a_{3,2}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$ $4d$ $(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,1}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	max. $[(2 + 2 \sin \alpha) d ; 3d]$
$a_{4,2}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

caratteristiche bullone/barra filettata:

Diametro: Dn	12	mm	classe	8.8	fyk, bull	640	Mpa
lunghezza: L	200	mm			fuk, bull	800	Mpa
t1	200	mm	(profondità penetrazione)				
t2	1600	mm	(spessore elemento ligneo centrale)				

n° bulloni	2	da cui: n° efficace bulloni da calcolo	n eff	2.000		
			direzione sforzo su bulloni:			
			ortogonale alla fibra			x
			parallela alla fibra			
			interasse tra bulloni su fila:			
			a1 = mm	330		
TRAVE IN LEGNO:	B	240	mm ;	H	1600	mm
PIASTRA:	b (mm)	80	h (mm)	110	sp (mm)	10

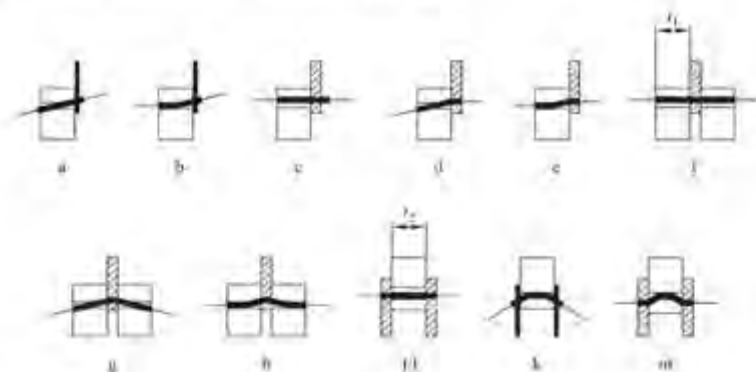
caratteristiche materiale:

GL24H	p	380	daN/mc	densità del legno	legno :	x	conifera
	fc,90,k	2.7	Mpa				latifoglia
	K _{mod}	1.1					
	γ _M	1.45					

sollecitazioni:

risultanti:	Ved,max	186	daN			
	Med,max	6510	daNcm			
su singolo bullone:	V bull,max	93	daN			
	F traz,bull, max	651	daN			
direz. sforzo su bull.:		90	°	k90	1.53	

Figura 5.3 Modi di rottura per connessioni acciaio-legno



modi di rottura: "c", "d" n° piani di taglio: 1

resistenza caratteristica a rifollamento:

$f_{h,0,k}$	27.42	Mpa
$f_{h,1,k}$	17.92	Mpa

Momento di snervamento:

$M_{y,Rk}$	122793	Nmm	$M_{y,Rk} = 0.3 f_{0,k} d^3$
------------	--------	-----	------------------------------

RESISTENZA A ESTRAZIONE DEL CONNETTORE:

$F_{ax,Rk}$	11819	N	Capacità caratteristica a estrazione per il mezzo di unione
$F_{ax,Rd}$	8967		
$F_{t,bull}$	48550	N	(capacità a trazione del bullone)
da cui: $F_{t,Rd}$	8967	N	
$F_{traz,bull,max}$	6510	N	< $F_{t,Rd}$ VERIFICATO

RESISTENZA A TAGLIO DEL CONNETTORE:

Per una piastra di acciaio spessa a taglio singolo:

$F_{v,Rk,1}$	11313	N	=	11.31	kN	$F_{v,Rk} = \min \left[\begin{aligned} & f_{0,k} t_1 d \\ & f_{0,k} t_2 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 k f_{t,Rd}}{f_{0,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{2} \\ & 2.0 \sqrt{k f_{t,Rd} f_{0,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{2} \end{aligned} \right]$
$F_{v,Rd,1}$	8582	N	=	8.58	kN	
$V_{bull,max}$	930	N	<	$F_{v,Rd,1}$	VERIFICATO	

VERIFICA PIASTRA METALLICA:

σ_{acc}	3.65	<	$0.70 \times f_{yk}$	192.50	Mpa	VERIFICATO
			(acciaio S275JR)			

6.5 Apparecchi d'appoggio

Gli appoggi costituiscono vincolo antisismico con cerniere su un estremo e appoggio semplice (unidirezionale parallelo all'asse del ponte) sull'estremo opposto dell'impalcato.

Le sollecitazioni massime da calcolo:

(z asse verticale; y asse parallelo asse impalcato; x asse trasversale asse impalcato)

$$F_{z, sd, SLU, non\ sisma} = 478\text{ kN}$$

$$F_{z, sd, SLE, non\ sisma} = 350\text{ kN}$$

$$F_{z, sd, SLU, sisma\ X,Y} = 60\text{ kN}$$

$$F_{X, sd, SLU, sisma\ X,Y} = 11\text{ kN}$$

$$F_{Y, sd, SLU, sisma\ X,Y} = 22\text{ kN}$$



Si impiegheranno apparecchi d'appoggio in elastomero armato tipo Elastofip EF 75-4 per gli appoggi fissi ed Elastofip EU 75-4 per gli appoggi unidirezionali longitudinali (spostamento libero lungo l'asse longitudinale del ponte).

Si riportano nel seguito le caratteristiche degli appoggi fissi prescelti; gli appoggi unidirezionali risulteranno analoghi per dimensioni e caratteristiche, ma liberi di scorrere in direz. X (trasversale all'asse long. del ponte). Si rimanda alle tavole costruttive di dettagli e alla relazione di calcolo di dettaglio che dovranno essere fornite dal costruttore degli appoggi prescelto.

N.B. Gli apparecchi di appoggio e le relative contropiastre con il loro rispettivo attacco alla trave in legno saranno oggetto di specifica progettazione da parte del produttore degli appoggi stessi, che dovrà essere sottoposta all'approvazione della D.L. prima della loro produzione.

APPOGGI FISSI : N° 2 TIPO "FIP-EF NORMAL – EF 75-4"

EF NORMAL	CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DEFORMAZIONE EQUIVALENTE A F_{xy}	RIGIDEZZA ORIZZONTALE	RIGIDEZZA VERTICALE	NUMERO STRATI IN ELASTOMERO	SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO
	F_{zd} kN	F_{xy} kN	v_{eq} mm	K_o kN/mm	K_v kN/mm	n n	t_i mm
EF 25-2	250	20	20,7	0,96	99	3	7
EF 50-3	500	30	18,7	1,61	264	3	7
EF 75-4	750	40	17,8	2,25	552	3	6

NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIASTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI	INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t_n	t_{mm}	$a \times b$	$X \times Y$	F_{pe}	h_p	n_{zan}	i	H_{tot}	W
n	mm	mm	mm	mm	mm	n tipo	mm	mm	kg
2	2	150 x 150	170 x 240	55	15	2 1	195	55	9
2	2	150 x 250	170 x 340	55	15	2 1	295	55	14
2	2	150 x 300	170 x 390	55	15	2 1	345	52	15

6.6 Giunti di dilatazione

6.6.1 Giunti di dilatazione

Per gli impalcati si adottano giunti di pavimentazione Fip tipo “SFE 90/65” realizzati con elastomeri e rinforzati con inserti metallici vulcanizzati.

Massimo spostamento orizzontale (asse y parallelo all'asse impalcato) da calcolo:

$$d_{y, SLU, max, 1} = 3 \text{ mm}$$

Massimo spostamento orizzontale (asse y parallelo all'asse impalcato) dovuto alla dilatazione termica per $\Delta T = 40^\circ C$:

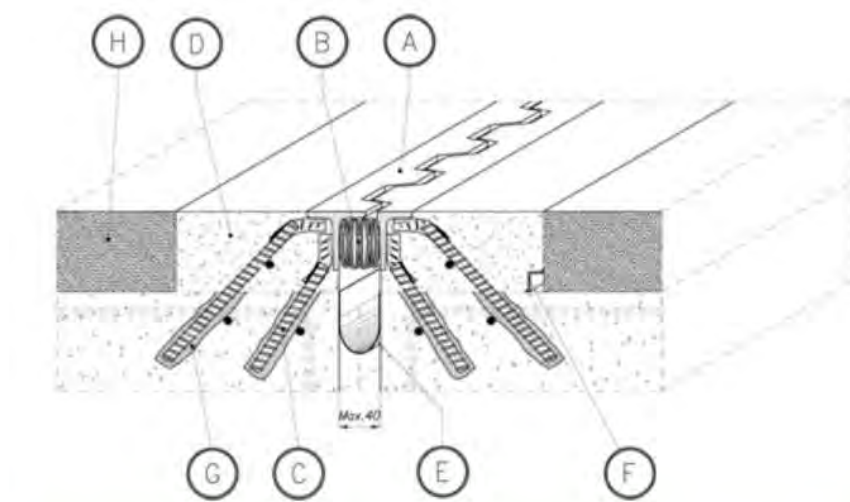
$$d_{y, SLU, max, 2} = \Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T = 0,4 \times 10^{-5} \cdot 12400 \cdot 40 = 1.984 \text{ mm}$$

da cui:

$$d_{y, SLU, max} = \max \{ d_{y, SLU, max, 1} ; d_{y, SLU, max, 2} \} = 3 \text{ mm}$$

Si impiegheranno giunti adatti ad assorbire scorrimenti longitudinali di $\pm 15 \text{ mm}$ e verticali fino a 10 mm .

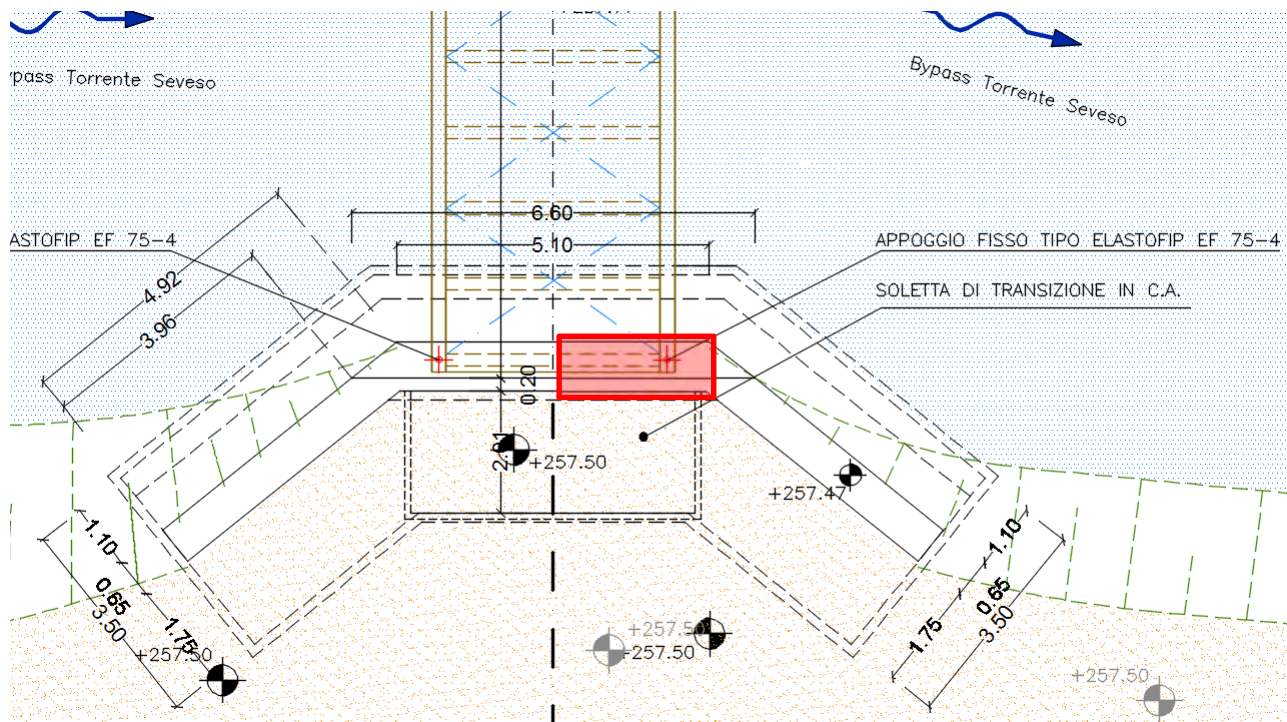
I giunti dovranno essere approvati dalla D.L. prima del loro inserimento in opera, fornendo alla D.L. il relativo elaborato di progetto con le specifiche connesse.



POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Profilo "T" 65x80x9 a pettine	S235JR EN 10025
B	Profilo in gamma vulcanizzato	CR 65 sh/a cnr 10018
C	Zanca A.M. Ø 16x150+200	FeB 44K
D	Getto di ripresa	Malta cementizia fibrorinforzata
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317
G	Malta di resina eposidica	
H	Manto d'usura	

7. SPALLA IN C.A.

Si verifica a favore di sicurezza la spalla del ponte equivalente ad una sua porzione linearizzata ortogonalmente all'asse dell'impalcato avente lunghezza $L=300\text{cm}$ e spessore $sp=65\text{cm}$ come visualizzato in rosso nel seguito:



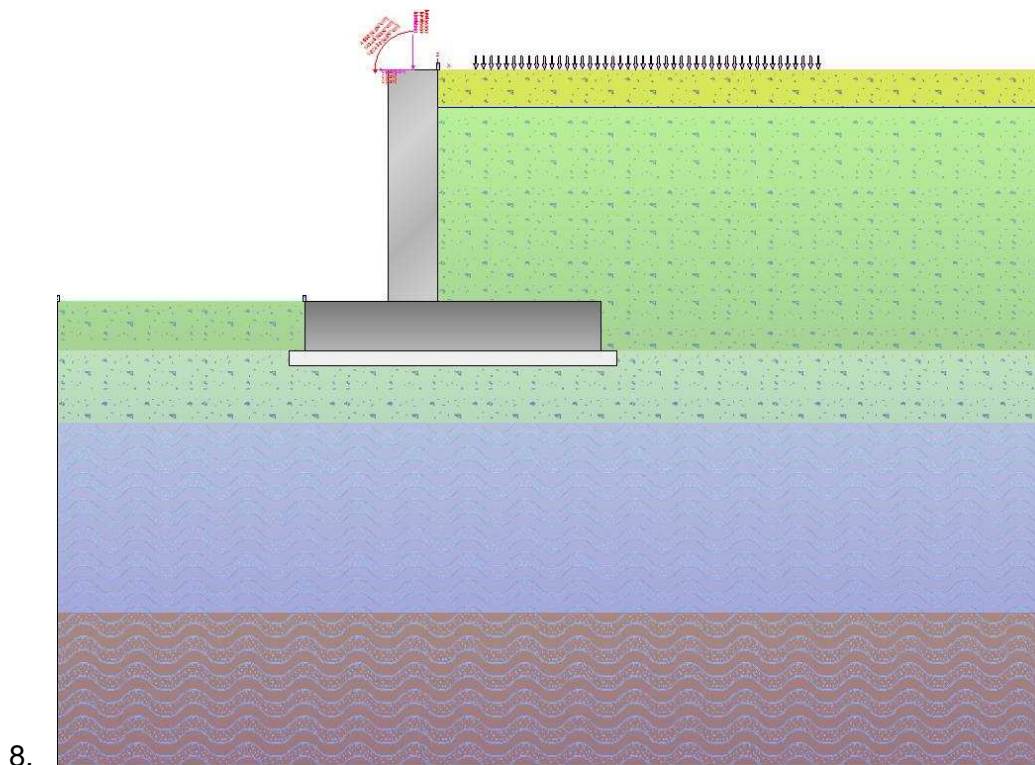
In testa al muro, su tale porzione di spalla, si applicheranno le massime reazioni corrispondenti agli appoggi fissi della trave di riva in legno dell'impalcato in cui il carico veicolare risulta massimizzato in corrispondenza dell'appoggio (carico veicolare "scentrato" a ridosso della trave di riva più sollecitata con carico tandem - schema 1 - applicato in corrispondenza dell'appoggio).

Come anticipato nel capitolo 4 si considera nel calcolo la situazione più gravosa in cui la posizione della falda risulterà posizionata sull'estradosso della suola di fondazione a valle della spalla e posizionata a circa -50cm dalla testa del muro a monte della spalla (in pratica nella situazione di terreno a monte della spalla saturo).

Il taglione posto nella zona anteriore della suola, con funzione principale "antiscalzamento" della stessa, si considera trascurabile ai fini dello slittamento.

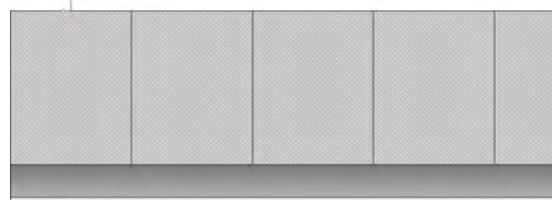
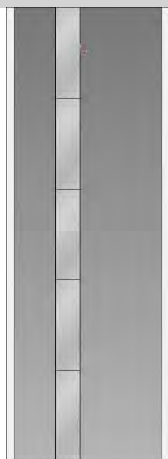
La verifica è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore elettronico utilizzando il programma OMNIA-IS v.19.

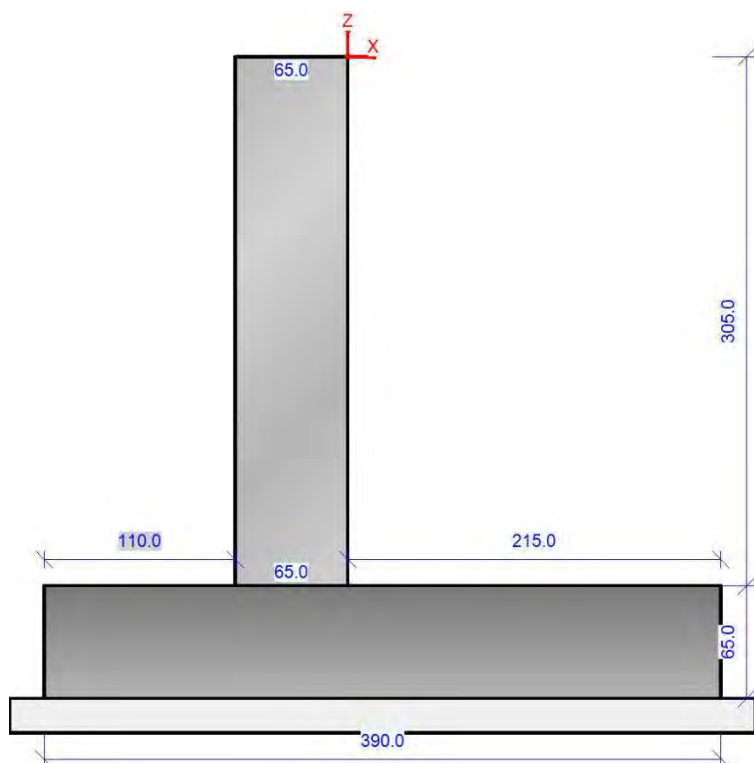
7.1 Geometria e stratigrafia



pianta

prospetto





Sezione 1:

(valle)



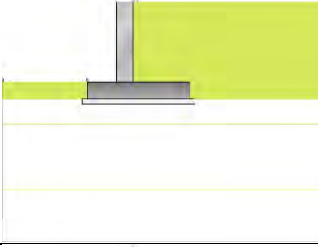
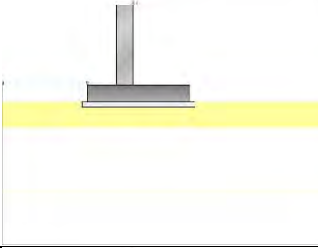
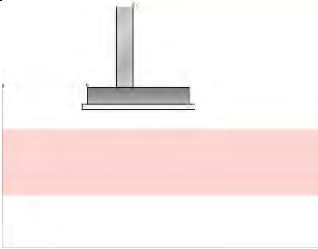

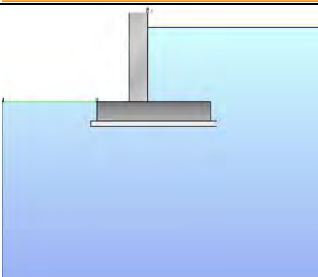
(monte)

Profili di Monte e Valle

MONT E			-	VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]	-	punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0	-	1	-175	-305
2	800	0	-	2	-500	-305

Coordinate vertici profilo di monte e di valle.

- Strati

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
- 1 - Strato 1 (strato 1) Terreno 1 (non coesivo) (riporto arginale) $c' = 0$ [daN/cm ²] $\gamma = 0.0018$ [daN/cm ³] $\phi = 30^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (-175;-370)[cm] 2 (-175;-305)[cm] 3 (-500;-305)[cm] 4 (-500;-370)[cm] 1 (800;-370)[cm] 2 (800;0)[cm] 3 (0;0)[cm] 4 (0;-305)[cm] 5 (215;-305)[cm] 6 (215;-370)[cm]
- 2 - Strato 2 (strato 2) Terreno 2 (non coesivo) (strato 01) $c' = 0$ [daN/cm ²] $\gamma = 0.00185$ [daN/cm ³] $\phi = 29^\circ$	$h = -370$ $i = 0^\circ$		1 (800;-465)[cm] 2 (800;-370)[cm] 3 (215;-370)[cm] 4 (-175;-370)[cm] 5 (-500;-370)[cm] 6 (-500;-465)[cm] 7 (0;-465)[cm]
- 3 - Strato 3 (strato 3) Terreno 3 (coesivo) (strato 02) $c' = 0.05$ [daN/cm ²] $\gamma = 0.002$ [daN/cm ³] $\phi = 35^\circ$ $c_u = 0.01$ [daN/cm ²]	$h = -465$ $i = 0^\circ$		1 (800;-715)[cm] 2 (800;-465)[cm] 3 (0;-465)[cm] 4 (-500;-465)[cm] 5 (-500;-715)[cm] 6 (0;-715)[cm]
- 4 - Strato 4 (strato 4) Terreno 4 (coesivo) (strato 03) $c' = 0.1$ [daN/cm ²] $\gamma = 0.0021$ [daN/cm ³] $\phi = 40^\circ$ $c_u = 0.8$ [daN/cm ²]	$h = -715$ $i = 0^\circ$		1 (800;-915)[cm] 2 (800;-715)[cm] 3 (0;-715)[cm] 4 (-500;-715)[cm] 5 (-500;-915)[cm]
- falda -	$hV = -305$ $hM = -50$ $hI = -400$		1 (-175;-370) 2 (-175;-305) 3 (-500;-305) 4 (-500;-915) 5 (800;-915) 6 (800;-50) 7 (0;-50) 8 (0;-305) 9 (215;-305) 10 (215;-370)

Stratigrafia.

8.1 Metodo di calcolo e normativa

Norme Tecniche per le Costruzioni 17/01/2018

- Approccio 2

Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
<ul style="list-style-type: none"> - permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1.3 - permanenti non strutturali/favorevole = 0 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.5 	<ul style="list-style-type: none"> - Coesione = 1 - Angolo di attrito = 1 - Resistenza al taglio non drenata = 1 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacità portante = 1.4 - Scorrimento = 1.1 - Resistenza terreno a valle = 1.4 - Ribaltamento = 1.15 - Capacità portante (sisma) = 1.2 - Scorrimento (sisma) = 1 - Resistenza terreno a valle (sisma) = 1.2 - Ribaltamento (sisma) = 1

- Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo	Acciaio
<ul style="list-style-type: none"> - Descrizione = C32/40 - fck = 332 [daN/cm²] - $\alpha_c = 1.5$ - fcd = 188.13 [daN/cm²] - Ecm = 336427.78 [daN/cm²] - $\alpha_{cc} = 0.85$ - $\alpha_{c2} = 0.2000$ % - $\alpha_{cu2} = 0.3500$ % - $\alpha_{(p.vol.)} = 0.0025$ [daN/cm³] 	<ul style="list-style-type: none"> - Descrizione = B450C - E = 2100000 [daN/cm²] - fyk = 4500 [daN/cm²] - ftk = 5175 [daN/cm²] - $\alpha_{yd} = 0.1863$ % - $\alpha_{ud} = 6.7500$ % - $\alpha_s = 1.15$ - fyd = 3913.04 [daN/cm²] - fud = 4439.81 [daN/cm²]

Condizioni ambientali (fusto, monte) = aggressivo (XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3).

Condizioni ambientali (fusto, valle) = aggressivo (XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3).

Condizioni ambientali (fondazione) = aggressivo (XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3).

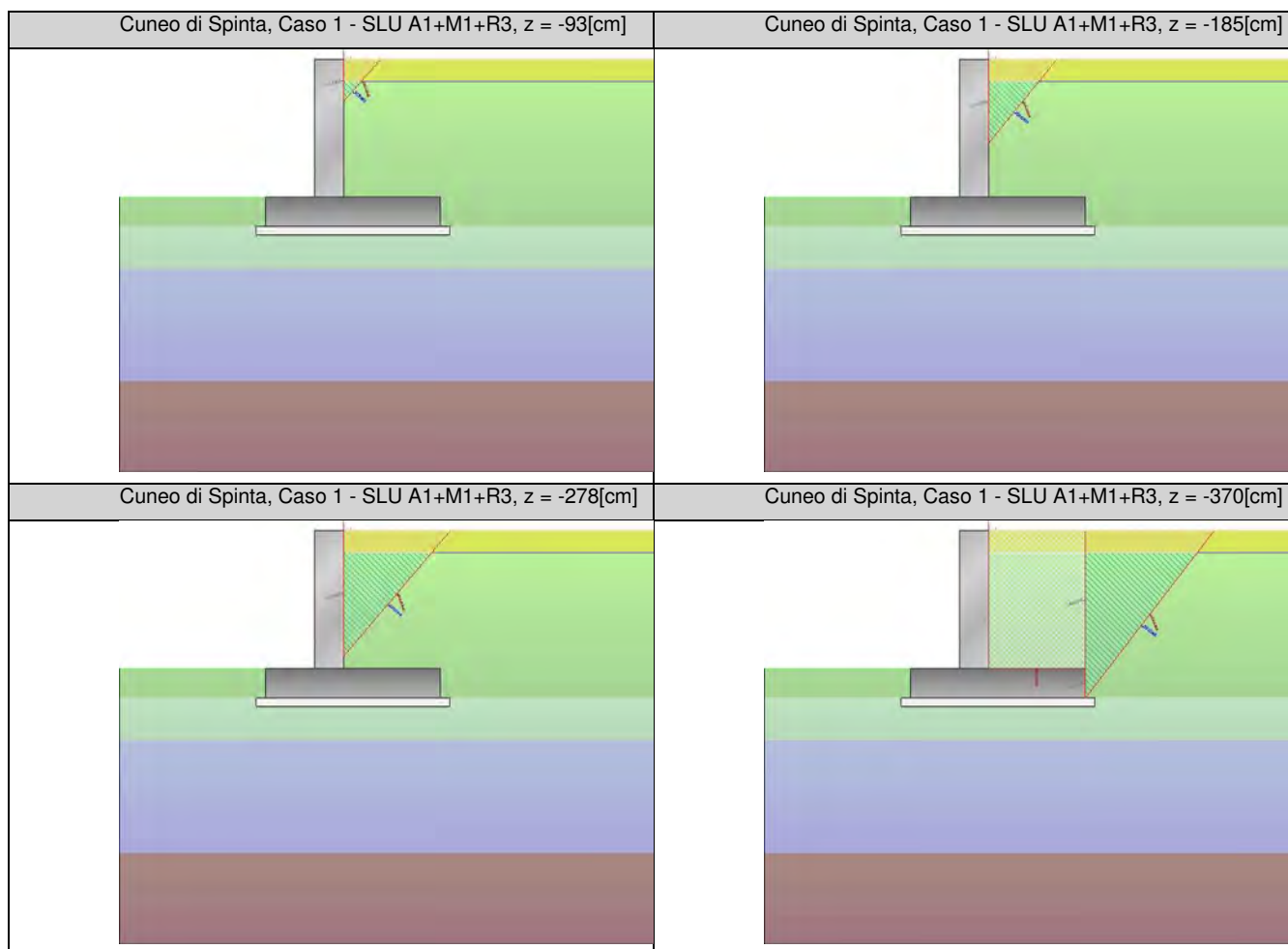
- Opzioni di calcolo

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno / $\phi' = 0.67$

- Aderenza muro terreno / $c' = 0$

- Attrito terreno terreno / $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno / $c' = 0$



La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno / ϕ' o $C_u = 0.75$
- coeff. per calcolo della sottospinta idraulica = 0.1

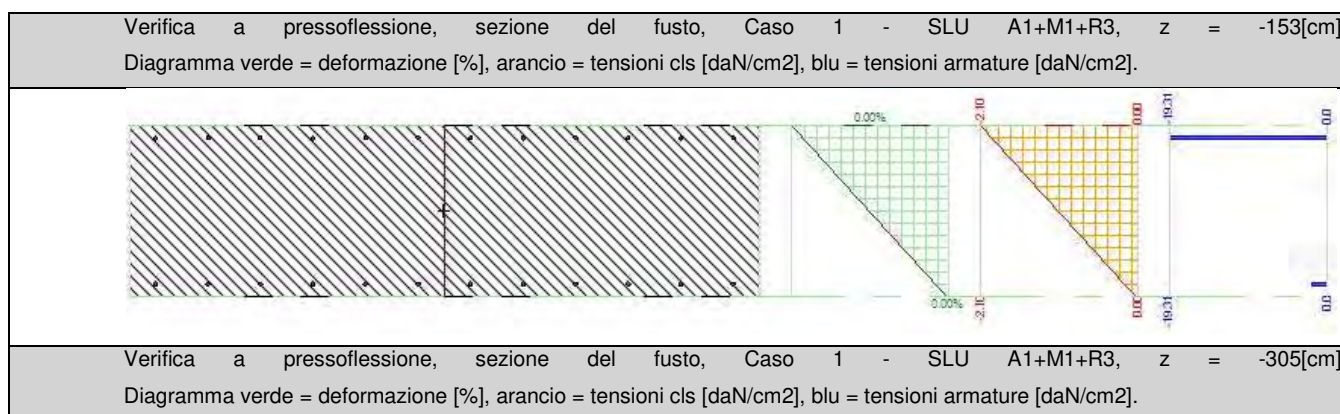
Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

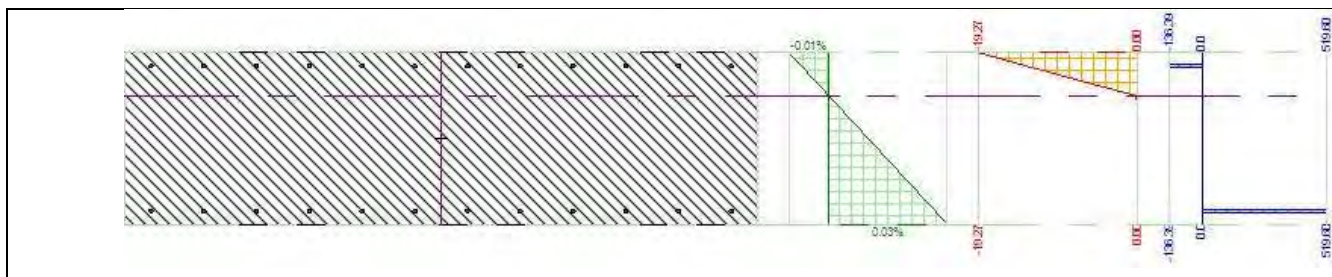
- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]
- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]
- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 0.5 [daN/cm³]

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC18 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC18 4.1.2.3.5]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC18 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC18 4.1.2.2.5].

- apertura delle fessure: $k_t=0.40$, $k_1=0.80$, $k_2=0.50$, $k_3=3.40$, $k_4=0.43$. interasse barre non limitato.

- lunghezza di ancoraggio, numero di diametri = 20
- lunghezza di ancoraggio, lunghezza minima = 15 [cm]





8.2 Analisi dei carichi

8.2.1 Carichi in testa

Si riassumono nel seguito i carichi utilizzati nel calcolo, applicati in testa al muro in corrispondenza dell'appoggio del ponte, quindi con eccentricità rispetto all'asse del muro pari a $e=3.5\text{cm}$.

peso proprio (impalcato in legno):

$$F_z, \text{p.p.} = 13.87 \text{ kN}$$

$$M \text{ p.p.} = F_z, \text{p.p.} \cdot e = 0.485 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

permanente (soletta + strato di finitura):

$$F_z, \text{gk} = 40.99 \text{ kN}$$

$$M \text{ gk} = F_z, \text{gk} \cdot e = 1.4346 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

traffico veicolare:

$$F_z, \text{q veic} = 306.96 \text{ kN}$$

$$M \text{ q veic} = F_z, \text{q veic} \cdot e = 10.743 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Condizione sisma_x (trasversale e ortogonale all'asse impalcato):

$$F \text{ sisma}_x = 9.75 \text{ kN}$$

$$F_z, \text{sisma}_x = 0.98 \text{ kN}$$

Condizione sisma_y (longitudinale e parallelo all'asse impalcato):

$$F \text{ sisma}_y = 19.50 \text{ kN}$$

$$F_z, \text{sisma}_y = 0.98 \text{ kN}$$

8.2.2 Spinta delle terre

Calcolate in automatico col programma di calcolo (cfr. §7.2) .

8.2.3 Analisi sismica

L'analisi è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti :

- categoria di sottosuolo = cat E
- categoria topografica = categoria T1

- ag (SLV) = 0.4665 m/s²
- Fo (SLV) = 2.67
- ag (SLD) = 0.2406 m/s²
- Fo (SLD) = 2.554
- beta m (SLV)= 0.38
- beta m (SLD)= 0.47
- beta r (SLV)= 0.57
- > kh (muro,SLV) = 0.0289
- > kv (muro,SLV) = 0.0145
- > kh (muro,SLD) = 0.0184
- > kv (muro,SLD) = 0.0092
- > kh (ribaltamento,SLV) = 0.0434
- > kv (ribaltamento,SLV) = 0.0217

8.3 Casi di carico

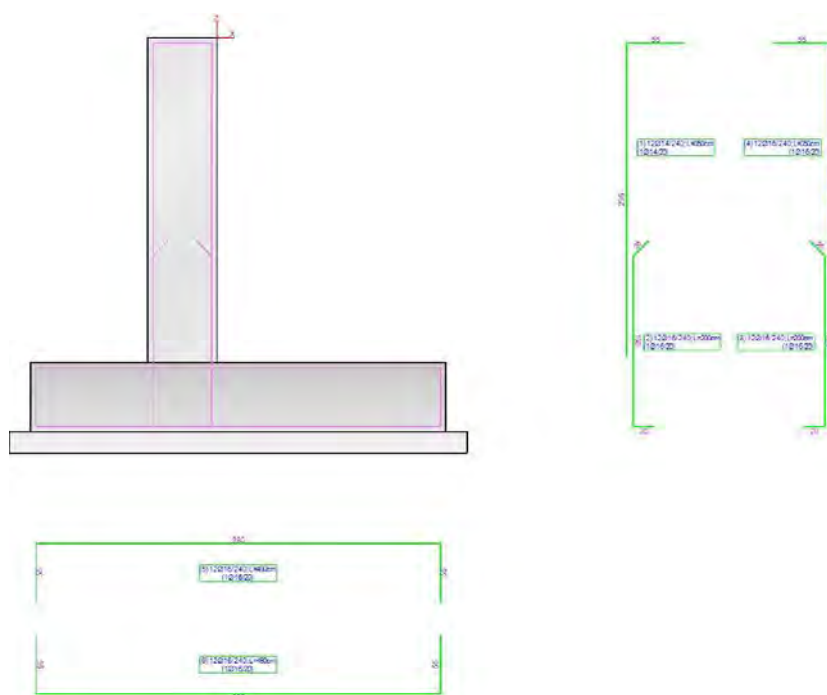
caso	coefficienti per i carichi
STR (SLU) descr. = SLU A1+M1+R3 coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.35; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.30; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.50; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00; -]
SLV_SISMA_SU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00;0.00] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00;0.00]
SLV_SISMA_GIU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00;0.00] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00;0.00]
SLD_SISMA_SU (SLD) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro

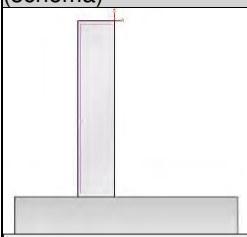
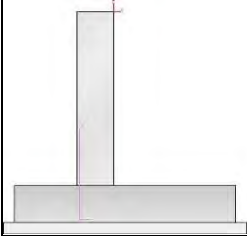
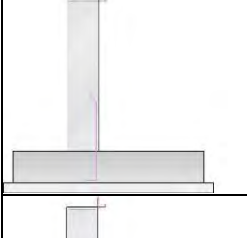
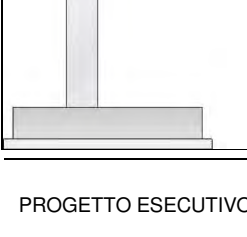
		[0.00;0.00] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00;0.00]
SLD_SISMA_GIU descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(SLD)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00;1.00] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00;0.00] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00;0.00]
STR_ECCEZIONALE descr. = SLU_Str_Eccezionale coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(SLU) (appr.2)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [1.00; -]
EQU_ECCEZIONALE descr. = SLU_Equ_Eccezionale coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(SLU_EQU) (per equilibrio)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [1.00; -]
RARA descr. = SLE caratteristica coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(Caratteristica) (rara)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00; -]
FREQ. descr. = SLE frequente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(Frequente)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.40; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00; -]
Q.PERM. descr. = SLE quasi permanente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	(Quasi_Perm)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [1.00; -] Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro [0.00; -] Car.Pun.(str) --- 1) condizione_sisma_y [0.00; -]

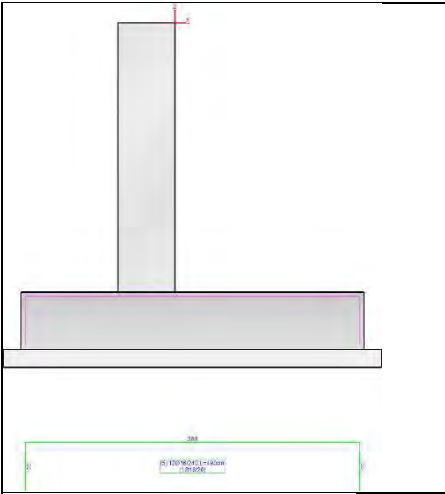
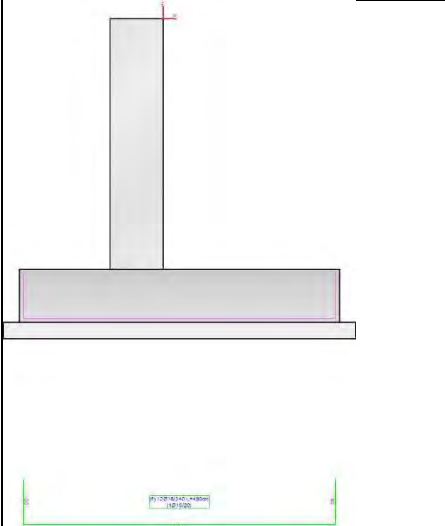
Casi di Carico

8.4 Armatura

Muro e fondazione con esplosi



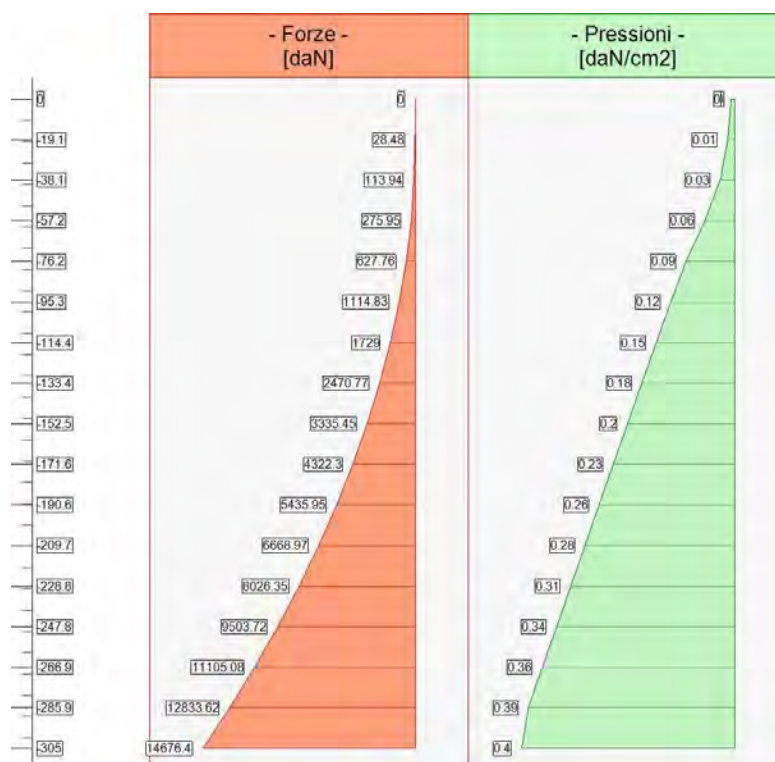
Ferro (schema)	dati ferro	coordinate (x;z)
	- gruppo 1 num. ferri = 12 \emptyset = 1.4 [cm] lunghezza = 350 [cm] descrizione = ferri-tronco a valle tipo = ferrimuro_xz	- 1 1 (-60;-300)[cm] 2 (-60;-5)[cm] 3 (-5;-5)[cm]
	- gruppo 2 num. ferri = 12 \emptyset = 1.6 [cm] lunghezza = 200 [cm] descrizione = ferri-ripresa a valle tipo = ferrimuro_xz	- 1 1 (-40;-365)[cm] 2 (-60;-365)[cm] 3 (-60;-205)[cm] 4 (-45.86;-190.86)[cm]
	- gruppo 3 num. ferri = 12 \emptyset = 1.6 [cm] lunghezza = 200 [cm] descrizione = ferri-ripresa a monte tipo = ferrimuro_xz	- 2 1 (-25;-365)[cm] 2 (-5;-365)[cm] 3 (-5;-205)[cm] 4 (-19.14;-190.86)[cm]
	- gruppo 4 num. ferri = 12 \emptyset = 1.6 [cm] lunghezza = 350 [cm] descrizione = ferri-tronco a monte tipo = ferrimuro_xz	- 2 1 (-5;-300)[cm] 2 (-5;-5)[cm] 3 (-60;-5)[cm]

	<p>- gruppo num. = 5 ferri = 12 Ø = 1.6 [cm] lunghezza = 490 [cm] descrizione = ferri-fondazione superiore tipo = ferrifond_xz</p>	<p>(210;-365)[cm] (210;-310)[cm] (-170;-310)[cm] (-170;-365)[cm]</p>
	<p>- gruppo num. = 6 ferri = 12 Ø = 1.6 [cm] lunghezza = 490 [cm] descrizione = ferri-fondazione inferiore tipo = ferrifond_xz</p>	<p>(210;-310)[cm] (210;-365)[cm] (-170;-365)[cm] (-170;-310)[cm]</p>

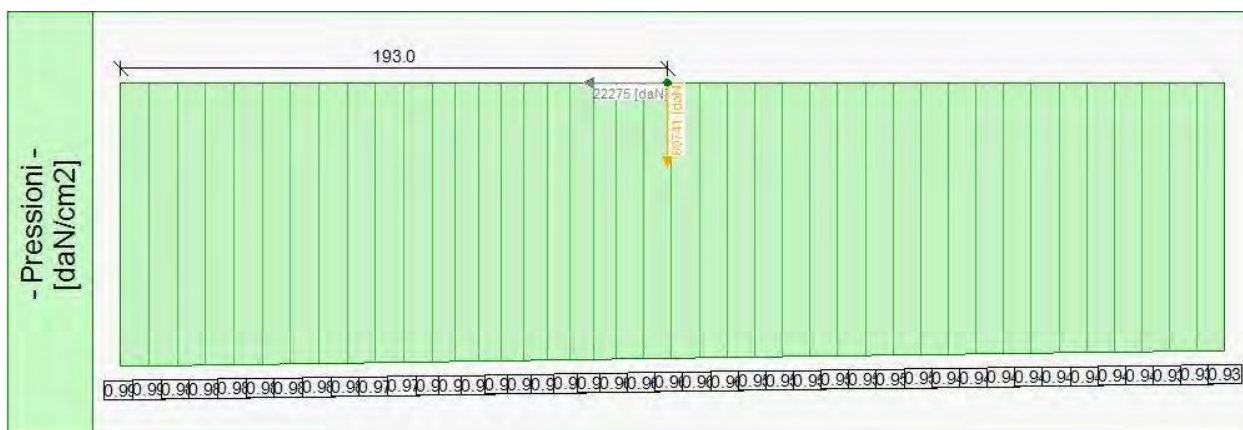
8.5 Sollecitazioni

Si riassumono graficamente nel seguito le sollecitazioni corrispondenti ai principali casi di carico trattati.

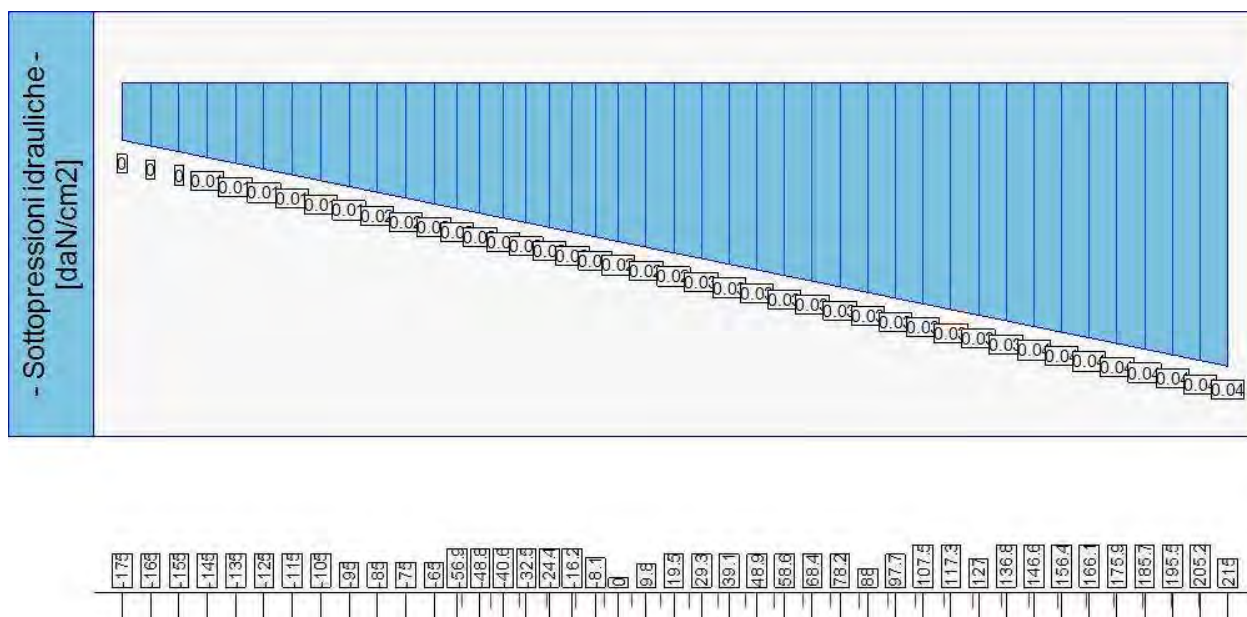
Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Pressioni sul terreno, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Sottopressioni idrauliche, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

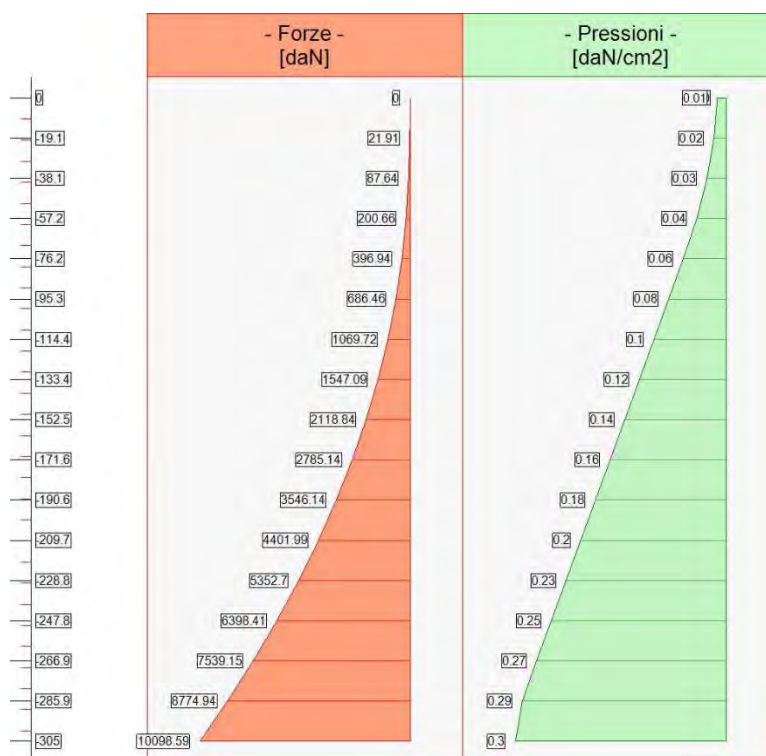
Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 14676.4 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 5370.8 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 22274.89 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 8151.45 [daN]

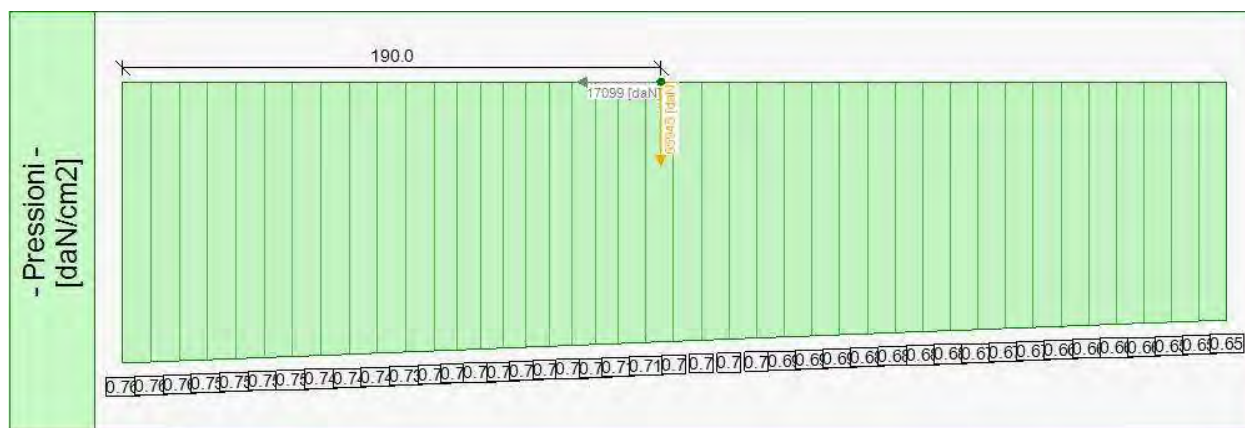
Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 193 [cm]
- forza orizzontale = 22275 [daN]
- forza verticale = 89741 [daN]

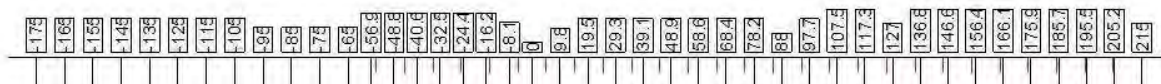
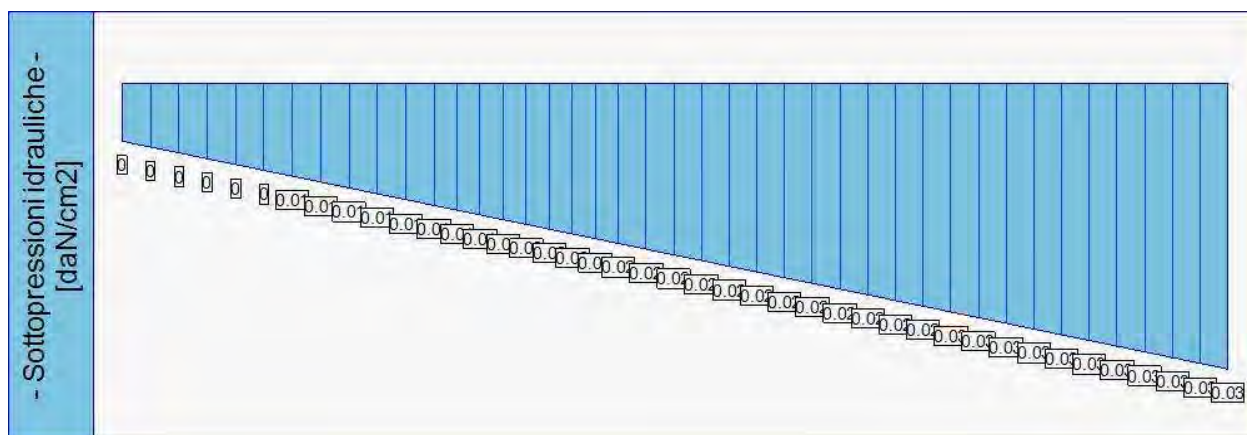
Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Pressioni sul terreno, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Sottopressioni idrauliche, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

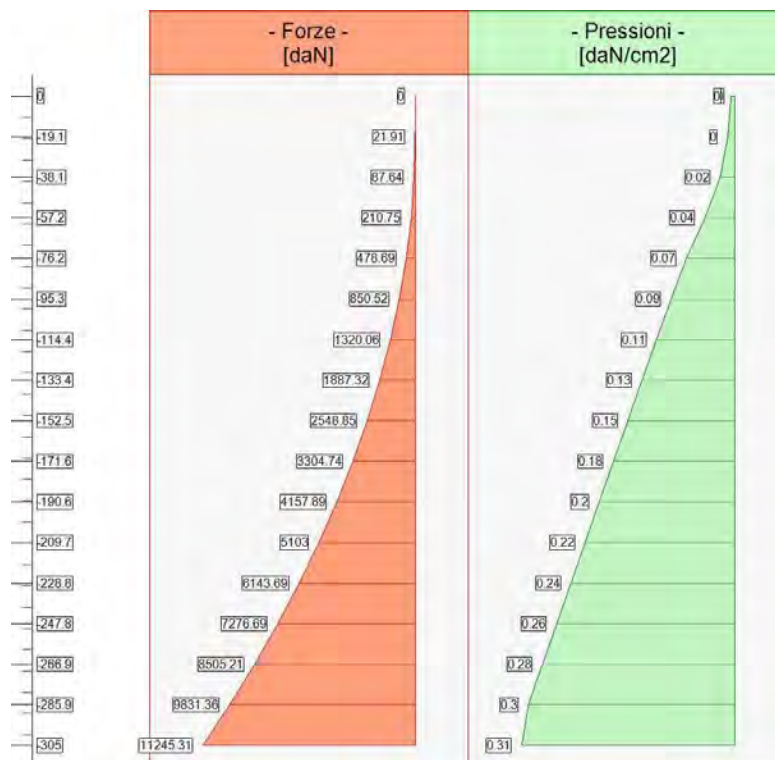
Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 10628.23 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 3889.38 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 16156.82 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 5912.56 [daN]

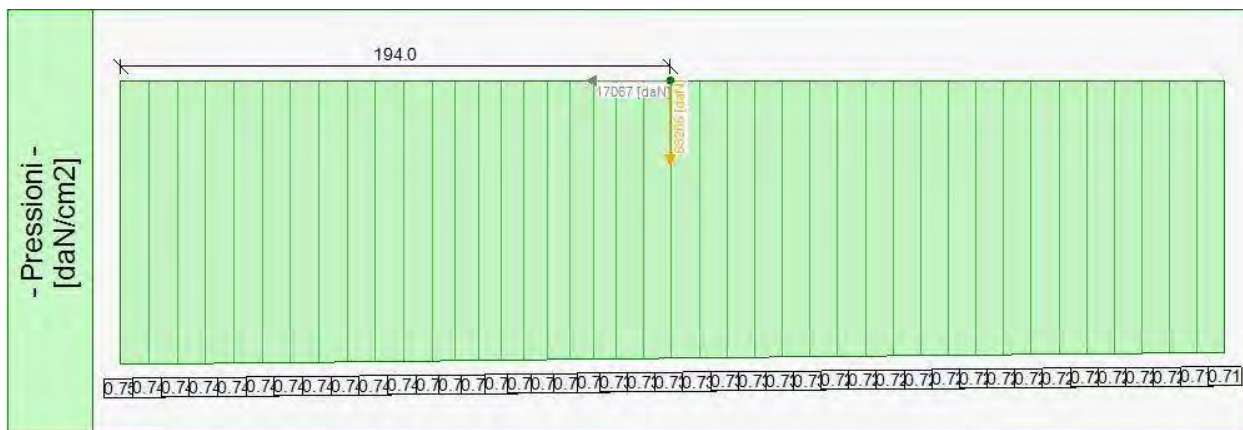
Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

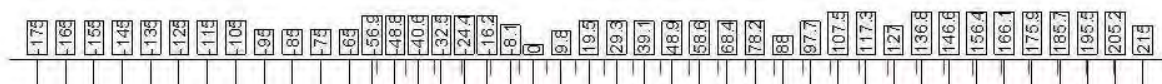
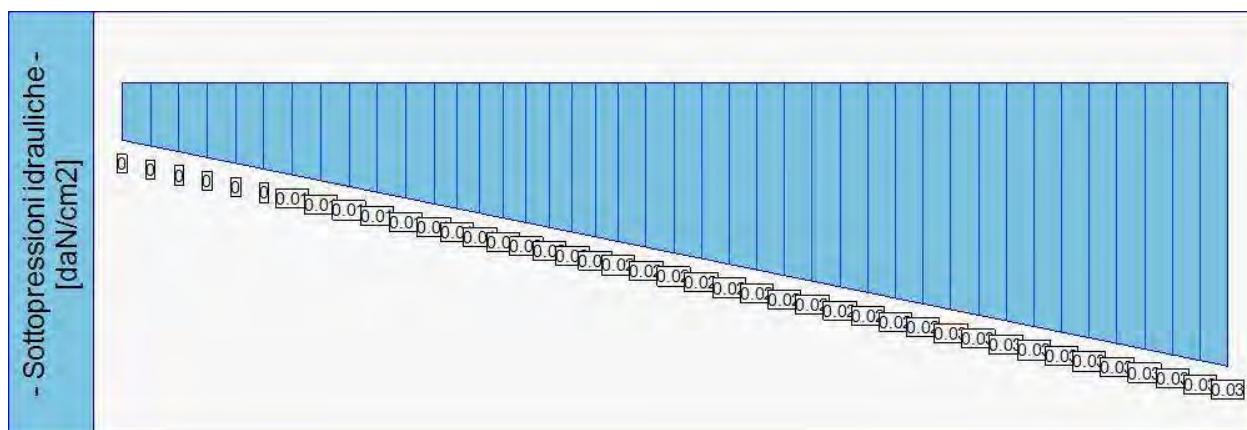
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 190 [cm]
- forza orizzontale = 17099 [daN]
- forza verticale = 65945 [daN]

Caso 8 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 8 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))





Sottopressioni idrauliche, per il Caso 8 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 11245.31 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 4115.2 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 17066.89 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6245.6 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (240 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 194 [cm]
- forza orizzontale = 17067 [daN]
- forza verticale = 68266 [daN]

8.6 Verifiche

8.6.1 Riassunto verifiche strutturali e geotecniche

Di seguito viene riportata la tabella riassuntiva con i fattori di sicurezza minimi (= rapporto R_d/E_d o C_d/E_d) calcolati per tutte le verifiche.

La verifica si intende superata se il valore del rapporto è maggiore o uguale a 1.0.
Le caselle con i trattini indicano che la verifica corrispondente non va svolta per il relativo Caso di Carico.

Si rimanda agli allegati (cfr. elab. SVS 3.08_2) per la relazione completa con tutte le verifiche effettuate dal programma.

caso di carico	capacità portante	scorrimento	ribaltamento	stabilità globale	FS strutturale Fusto (pressione)	FS strutturale Fusto (taglio)	FS strutturale Fusto (tensione cls)	FS strutturale Fusto (tensione acciaio)	FS strutturale Fusto (apertura fessure)	FS strutturale Fondazione (flessione)	FS strutturale Fondazione (taglio)	FS strutturale Fondazione (tensione cls)	FS strutturale Fondazione (tensione acciaio)
1 - STR(SLU)	1.79	1.46	Stabile 4.18 ($s_{max}=1.97$ [cm])	---	4.84	3.92	---	---	---	5.56	2.79	---	---
2 - SLV_SISMA_SU(SLV)	2.64	1.52	Stabile 4.55 ($s_{max}=1.49$ [cm])	---	6.06	5.24	---	---	---	7.46	3.77	---	---
3 - SLV_SISMA_GHU(SLV)	2.62	1.54	Stabile 4.55 ($s_{max}=1.53$ [cm])	---	5.95	5.17	---	---	---	7.29	3.68	---	---
4 - SLD_SISMA_SU(SLD)	2.76	1.43	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5 - SLD_SISMA_GHU(SLD)	2.74	1.44	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6 - STR_ECCEZIONALE(SLU)	2.11	1.36	Stabile 3.54 ($s_{max}=1.67$ [cm])	---	4.38	4.77	---	---	---	6.65	3.39	---	---
7 - EQU_ECCEZIONALE(SLU)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
8 - RARA(RARA)	---	---	---	---	---	---	17.6	8.52	---	---	---	22.8	5.7
9 - FREQ.(FREQUENTE)	---	---	---	---	---	---	---	---	4.82	---	---	---	---
10 - Q.PERM.(QUASI PERM)	---	---	---	---	---	---	15.29	---	3.61	---	---	18.11	---

Muro Verificato!

[Verifiche Superate]

8.6.2 Verifica paraghiaia

Per il calcolo dei muri paraghiaia si considera un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (cfr. figura seguente), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{ik} . Con riferimento ai carichi da traffico, così come esposto nelle premesse e nel §6.1.3.1, si considera un carico orizzontale di 144 kN, concomitante con un carico verticale di 240 kN.

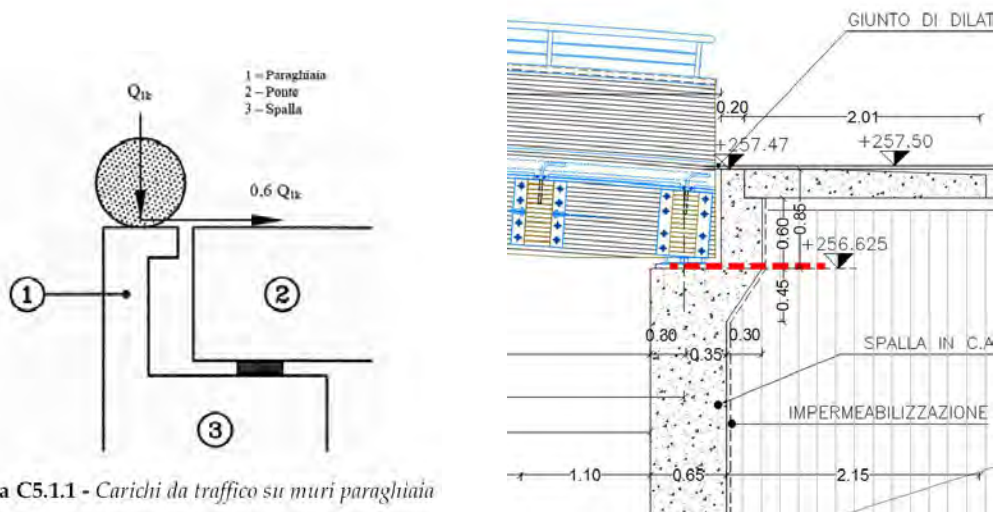


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Si ammette una ripartizione a 45° dei carichi in testa al paraghiaia sino alla base dello stesso; si riporta la verifica della sezione in c.a. interessata:

h paraghiaia = 85 cm

sez. c.a. : 170 x 35 cm

Armatura principale corr. : 1+1 ϕ 14/20

NOME SOCIETA' - INDIRIZZO
VERIFICA SEZIONE - 26/11/2019 09:59:18

Descrizione : Sezione in C.A.
Nome lavoro : S1216D
Nome file : Vs_nuovo.VSE
Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; MPa; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in mm².

Simboli:
vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

CLS:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm] Af[mm ²]
1- 1	-850.	0.		1	810.	310.	14. 153.94
1- 2	-850.	350.		2	579.	310.	14. 153.94
1- 3	850.	350.		3	347.	310.	14. 153.94
1- 4	850.	0.		4	116.	310.	14. 153.94
				5	-116.	310.	14. 153.94
				6	-347.	310.	14. 153.94
				7	-579.	310.	14. 153.94
				8	-810.	310.	14. 153.94
				9	810.	40.	14. 153.94
				10	579.	40.	14. 153.94
				11	347.	40.	14. 153.94
				12	116.	40.	14. 153.94
				13	-116.	40.	14. 153.94

14	-347.	40.	14.	153.94
15	-579.	40.	14.	153.94
16	-810.	40.	14.	153.94

SOLLECITAZIONI AGENTI

sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 175.$ (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione
1	-240.	122.4	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda_m$):

sol.	μ_z	μ_y	λ_m
1.	-0.00005418714	0.	.00147064525

Deformazioni massime sui materiali:

sol	cls			ve	Acciaio lento			ve
	vert.	D cls	S cls		ferro	D ferri	S ferri	
1	1- 2	-0.4259	-7.16	si	9.	1.2539	250.78	si

ALLEGATI

ALLEGATO A : SCHEDA TECNICA LAMIERA GRECATA TIPO HI-BOND A55-P770 G6

L A M I E R E

Lamiere HI-BOND





Materiali

Lamiera grecata:

- Acciaio zincato qualità S280GD - UNI EN 10346:2009
- Spessori nominali minimi delle lamiere, incluso il rivestimento inorganico (zinc): 0,8 mm - 1 mm.

Calcestruzzo:

- Classe minima C 25/30

Calcoli

I° fase: Lamiere considerate come una cassaforma

II° fase: Soletta composta

P fase (la lamiera funge da cassaforma)

La lamiera viene calcolata in conformità all'Eurocodice 3 e più precisamente alle norme UNI EN 1993-1-3:2007 e UNI EN 1993-1-5 - Progettazione delle strutture in acciaio.

Si devono considerare i seguenti carichi (UNI EN 1994-1-1 p.to 9.3.2):

- Peso proprio (pp) della lamiera più peso del calcestruzzo fresco.
- Carichi di costruzione quali accumuli locali di CLS in conformità al punto 4.11.2 della norma EN 1991-1-6, la quale raccomanda un carico distribuito tra 0,75 a 1,5 kN/mq. Consigliamo di depositare il calcestruzzo agli appoggi e successivamente distribuirlo gradualmente in modo da evitare una pericolosa formazione di cumuli in campata.
- Carico di immagazzinamento se presente (da valutare caso per caso).
- Effetto di ristagno dovuto all'inflessione della lamiera "ponding effect".

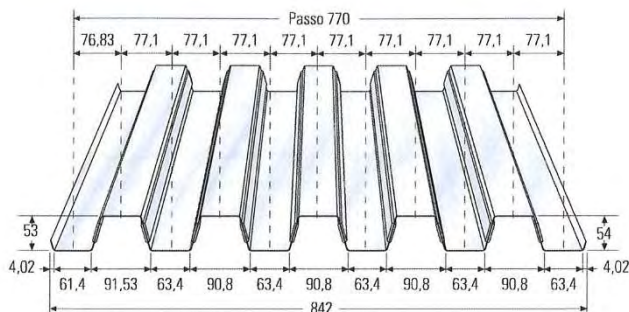
L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di $L/180$ o 20 mm essendo L la lunghezza effettiva della campata fra due appoggi definitivi o provvisori.

La lamiera che funge da cassaforma, nel caso sia utilizzata in campata multipla, deve essere verificata con varie condizioni di carico nelle varie campate, in modo da valutare la condizione di carico più gravosa. Spetta al progettista eseguire analisi più approfondite in merito alla distribuzione dei carichi nelle campate.





A55-P770-G6 HI-BOND



Appoggio senza irrigidimento

In accordo con EN 1993-1-3

Materiale:

S280 GD - EN 10346

Limitazione di freccia:

L/180

Carico massimo:

kN/m² 10

SEZIONE LORDA						P																		
S	Peso	J _y	W _{el,inf}	W _{el,sup}	W _p	l = m																		
mm	Kg/m²	cm⁴/m	cm³/m	cm³/m	cm³/m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	1000	1000	770	565	430	335	245	180	135	105	80	65	50						
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14	1000	1000	1000	775	590	440	315	235	175	135	105	85	65	50					

SEZIONE LORDA						P																		
S	Peso	J _y	W _{el,inf}	W _{el,sup}	W _p	l = m																		
mm	Kg/m²	cm⁴/m	cm³/m	cm³/m	cm³/m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	950	685	515	405	325	270	225	190	165	145	125	110	95	85	75	65	60	55	
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14	1000	960	725	570	460	375	315	270	230	205	180	155	135	120	105	95	85	70	60

SEZIONE LORDA						P																		
S	Peso	J _y	W _{el,inf}	W _{el,sup}	W _p	l = m																		
mm	Kg/m²	cm⁴/m	cm³/m	cm³/m	cm³/m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	1000	820	625	490	395	330	275	235	200	180	155	130	105	85	70	60	50		
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14	1000	1000	875	690	555	460	385	330	285	255	215	1700	140	110	90	75	65	55	

N.B.: in queste tabelle si considera un carico uniformemente distribuito, spetta al progettista l'approfondimento dell'analisi con carico a scacchiera o altre combinazioni da lui valutate più gravose.

ALLEGATO B : SCHEDA TECNICA LECA CLS 1600 STRUTTURALE**LECACLS 1600 R_{ck} 35**

**CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE PREMISCELATO AD ALTA RESISTENZA
PRATICO E DI FACILE IMPIEGO**

CAMPI D'IMPIEGO

- Getti strutturali o elementi prefabbricati.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo strutturale ad elevata resistenza.
- Getti strutturali in interni ed in esterni, a norma con il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e alla relativa "Circolare".

MODALITÀ D'IMPIEGO**PREPARAZIONE DEL SUPPORTO**

Il supporto deve essere pulito, senza parti incoerenti, polveri o altri residui; deve essere adatto a ricevere un getto di cemento armato. Devono perciò essere previste armature, collegamenti, distanziali e/o disarmanti.

MODALITÀ D'IMPIEGO**PREPARAZIONE DELL'IMPASTO**

LecaCLS 1600 non richiede aggiunta di altri materiali ed è facilmente preparabile con le normali betoniere, mescolatori planetari, impastatrici a coclea anche in continuo (non è ammessa la miscelazione manuale o a mezzo trapano elettrico). LecaCLS 1600 è pompabile con alcuni accorgimenti (vedi Avvertenze).

- Impastare il premiscelato LecaCLS 1600 con ca. 4 litri di acqua pulita per sacco da 25 L (per betoniera a bacinella non caricare oltre il 60% della capacità nominale);
- Mescolare per circa 3 minuti fino a conseguire una consistenza "semi-fluida".

I dosaggi di acqua sopra indicati sono quelli dettati dall'esperienza. Dosaggi superiori possono allungare i tempi di asciugatura. L'operatore dovrà valutare attentamente oltre la consistenza dell'impasto anche le altre condizioni del cantiere; ad esempio in estate può essere opportuno aumentare un po' l'acqua. Non allungare i tempi di miscelazione. L'impiego di tradizionali pompe per sottofondi richiede comunque un maggiore quantitativo di acqua per l'impasto.

APPLICAZIONE E FINITURA

LecaCLS 1600 si posa come un tradizionale calcestruzzo.

GETTI DI SOLETTE COLLABORANTI**PREPARAZIONE DEL SUPPORTO**

Il supporto deve essere pulito, senza parti incoerenti, polveri o altri residui; deve essere adatto a ricevere un getto di cemento armato. Devono perciò essere previste armature, collegamenti, distanziali e/o disarmanti. Una soletta in calcestruzzo non è un sottofondo e quindi non deve essere interrotta da impianti pena la perdita di resistenza della soletta stessa. Va previsto un massetto di finitura (si consigliano i massetti leggeri della gamma Lecamix). In caso di posa diretta della pavimentazione su LecaCLS 1600, prevedere gli stessi accorgimenti impiegati su un calcestruzzo tradizionale: ottima esecuzione della planarità e lisciatura superficiale, impiego di materiali per l'incollaggio su calcestruzzo ed eventuali prodotti livellanti/ impermeabilizzanti. Considerare le conseguenze di eventuali inflessioni del solaio sulla pavimentazione, possibili ritiri e umidità residua del calcestruzzo. Non posare a consistenza "terra umida".



STRATO DI FINITURA

Una soletta in calcestruzzo non è un massetto di finitura e quindi non deve essere interrotta da impianti (tubazioni idrauliche, scarichi, impianti elettrici ecc.) pena la perdita di resistenza della soletta stessa. Pertanto, è necessario un adeguato massetto di finitura e si consiglia l'uso di prodotti leggeri (linea Lecamix). Qualora i vincoli di cantiere non permettano di realizzare un idoneo massetto di finitura è possibile incollare direttamente la pavimentazione su LecaCLS 1600 procedendo come su un getto di calcestruzzo tradizionale. In tal caso occorre porre molta attenzione all'esecuzione della superficie del getto (planarità e lisciatura), e impiegare materiali e tecniche adatte per l'incollaggio sul calcestruzzo (colle elastiche, formati piccoli, fughe larghe).

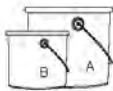
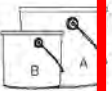
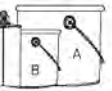

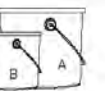
Si dovranno altresì considerare le conseguenze che le inflessioni del solaio potrebbero avere sulla pavimentazione e il contenuto di umidità residua prima di procedere all'incollaggio. Per non inficiare le resistenze finali va comunque rigorosamente rispettata la quantità di acqua d'impasto indicata (non posare a consistenza "terra umida").

CARATTERISTICHE TECNICHE

Densità in confezione	circa 1300 Kg/m ³
Densità (UNI EN 206-1)	circa 1600 Kg/m ³ (classe D 1,7)
Classe di resistenza (UNI EN 206-1)	LC 30/33
Classe di esposizione (UNI EN 206-1 e UNI 11104)	X0-XC1-XC2-XC3 (UNI 11104)-XD1 (UNI 11104) XF2 (UNI 11104)-XF3 (UNI 11104)-XF4 (UNI 11104)
Tempo di applicazione (a 20°C)	45 minuti
Temperatura di applicazione	da + 5 °C a + 35 °C
Pedonabilità	12 ore dalla posa
Resistenza caratteristica a compressione certificata (laboratorio) a 28 gg.	R _{cb} = 35 N/mm ² (cubica) f _{ct} = 31,5 N/mm ² (cilindrica)
Sviluppo resistenza nel tempo (valori medi)	1 gg. → 20 N/mm ² 3 gg. → 25 N/mm ² 7 gg. → 30 N/mm ² 14 gg. → 35 N/mm ²
Modulo elastico certificato	E = 20.000 N/mm ²
Conducibilità termica dichiarata (UNI 10351)	λ = 0,54 W/mK
Resa in opera (consolidamento solai), in funzione del grado di compattazione	ca. 0,47 sacchi/m ² per sp. 1 cm - 2,13 m ² /sacco per sp. 1 cm
Fattore di resistenza al vapore d'acqua (UNI EN ISO 10456)	μ=8 (campo asciutto)
Permeabilità al vapore	δ=23,4*10 ⁻¹² kg/msPa
Calore specifico c [J/(kgK)]	1000
Reazione al fuoco (D.M. 10/03/2005)	Euroclasse A1 (Incombustibile)
Confezione	bancale in legno a perdere con 48 sacchi da 25 litri/cad. pari a 1,2 m ³ di prodotto sfuso.
Condizioni di Conservazione (D.M. 10 Maggio 2004)	In imballi originali, in luogo coperto, fresco, asciutto ed in assenza di ventilazione.
Durata (D.M. 10 Maggio 2004)	massimo dodici (12) mesi dalla data di confezionamento
Scheda Sicurezza	disponibili on-line sul sito www.leca.it
Conformità	D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa "Circolare".

**ALLEGATO C : SCHEDA TECNICA RESINA EPOSSIDICA BICOMPONENTE PER LEGNO ROTHOBLAAS
XEPOX-F**

CARATTERISTICHE TECNICHE

		XEPOX P	XEPOX L	XEPOX F	XEPOX D	XEPOX G
						
Proprietà	Normativa	Valore	Valore	Valore	Valore	Valore
Peso specifico	ASTM D 792-66	≈ 1,10	≈ 1,40	≈ 1,45	≈ 2,00	≈ 1,90
Rapporto stechiometrico in volume (A/B) ⁽¹⁾	-	100 : 50 ⁽²⁾	100 : 50	100 : 50	100 : 50	100 : 50
Pot life 23 ± 2° 150 cc	ERL 13-70	-	50 ± 60 min	50 ± 60 min	50 ± 60 min	60 ± 70 min
Tempo di lavorabilità della miscela	ERL 13-70	25 ± 30 min	25 ± 30 min	25 ± 30 min	25 ± 30 min	-
Temperatura di applicazione (umidità relativa max 90%)	-	10 ± 35 °C	10 ± 35 °C	10 ± 35 °C	5 ± 40 °C	5 ± 40 °C
Spessore suggerito		0,1 ÷ 2 mm	1 ÷ 2 mm	2 ÷ 4 mm	2 ÷ 6 mm	1 ÷ 10 mm
Forza di legame aderenza σ	EN 12188	21 N/mm ²	27 N/mm ²	25 N/mm ²	19 N/mm ²	23 N/mm ²
Resistenza a taglio inclinato σ_0 50°	EN 12188	94 N/mm ²	70 N/mm ²	93 N/mm ²	55 N/mm ²	102 N/mm ²
Resistenza a taglio inclinato σ_0 60°	EN 12188	106 N/mm ²	88 N/mm ²	101 N/mm ²	80 N/mm ²	109 N/mm ²
Resistenza a taglio inclinato σ_0 70°	EN 12188	121 N/mm ²	103 N/mm ²	115 N/mm ²	95 N/mm ²	116 N/mm ²
Resistenza a taglio τ	EN 12188	39 N/mm ²	27 N/mm ²	36 N/mm ²	27 N/mm ²	37 N/mm ²
Carico unitario di rottura per compressione ⁽³⁾	EN 13412	83 N/mm ²	88 N/mm ²	85 N/mm ²	84 N/mm ²	94 N/mm ²
Modulo elastico medio in compressione	EN 13412	3438 N/mm ²	3098 N/mm ²	3937 N/mm ²	3824 N/mm ²	5764 N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica (nel range -20°C/+40°C)	EN 177	7,0 x 10 ⁻⁵ m/m.°C	7,0 x 10 ⁻⁵ m/m.°C	6,0 x 10 ⁻⁵ m/m.°C	6,0 x 10 ⁻⁵ m/m.°C	7,0 x 10 ⁻⁵ m/m.°C
Ritiro totale (Shrinkage)	EN 12617-1	0,23 %	0,19 %	0,18 %	0,19 %	0,16 %
Carico unitario di rottura a trazione ⁽⁴⁾	ASTM D638	40 N/mm ²	36 N/mm ²	30 N/mm ²	28 N/mm ²	30 N/mm ²
Modulo elastico medio in trazione ⁽⁴⁾	ASTM D638	3300 N/mm ²	4600 N/mm ²	4600 N/mm ²	6600 N/mm ²	7900 N/mm ²
Carico unitario di rottura a flessione ⁽⁴⁾	ASTM D790	86 N/mm ²	64 N/mm ²	38 N/mm ²	46 N/mm ²	46 N/mm ²
Modulo elastico medio in flessione ⁽⁴⁾	ASTM D790	2400 N/mm ²	3700 N/mm ²	2600 N/mm ²	3400 N/mm ²	5400 N/mm ²
Carico unitario di rottura a taglio (punch tool) ⁽⁴⁾	ASTM D732	28 N/mm ²	28 N/mm ²	28 N/mm ²	19 N/mm ²	25 N/mm ²
Viscosità		A = 1100 mPa.s B = 250 mPa.s	A = 2300 mPa.s B = 800 mPa.s	A = 14000 mPa.s B = 11500 mPa.s	A = 300000 mPa.s B = 300000 mPa.s	A = 450000 mPa.s B = 13000 mPa.s
Conservazione		36 mesi negli imballi originali separati e non aperti a temperatura compresa tra +5°C e +30°C				
Applicazione		con rullino, a pennello o a spruzzo	per colata o per iniezioni	per colata o per iniezioni/cartuccia biassiale	cartuccia biassiale	spatolabile

NOTE:

⁽¹⁾ I componenti sono confezionati in quantità predosate, pronte all'uso. Il rapporto è in volume (non in peso).

⁽²⁾ Risulta conveniente utilizzare non più di un litro di prodotto miscelato alla volta. Il rapporto tra componenti A/B in peso è circa 100/44,4.

⁽³⁾ Valore medio al termine dei cicli di carico/scarico.

⁽⁴⁾ Valori da test campagna di ricerca "Collegamenti innovativi per elementi strutturali lignei" - Politecnico di Milano.