
COMMITTENTE

CITTA' DI
VENEZIA



CITTA' DI VENEZIA
DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

IL RESP. DEL PROCEDIMENTO
Arch. Alberto Chinellato

PROGETTISTA



DUEBARRADUE

— STUDI ASSOCIATI DI PROGETTAZIONE —

Sede legale - Marcon (VE) via delle industrie 2|2
Sede operativa VENEZIA: via delle industrie 9 c/o VEGA, Venezia (VE)
Sede operativa PADOVA: via Vittorio Emanuele II 2/a, Conselve (PD)
T.0415101422 e-mail info@duebarradue.com P.I. 03831070275

COPYRIGHT STUDIO DUEBARRADUE. Tutti i diritti sono riservati a norma di legge.

ARCHITETTO EDOARDO GAMBA
ARCHITETTO DAVIDE PESAVENTO
INGEGNERE FILIPPO VOLTAN

PROGETTO

PERIZIA DI VARIANTE 01 - PROGETTO COSTRUTTIVO

RIPRISTINO STRUTTURALE DEL PONTE LONGO

A MURANO (C.I.14626).

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PERIZIA 01

TAVOLA N.

P01-S.C.05.R.RCS

Scala: -
Data: 02/2026
Disegnato da: F.B.
Plottato in data: -
Commessa n. 1311/ 2022
Nome File: P01-S.C.05.R.RCS.pdf

REVISIONI

REV.	DATA	OGGETTO
00	02/2026	PRIMA EMISSIONE
-	-- / ---	-----
-	-- / ---	-----

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
2.1	RESTAURO STRUTTURE ESISTENTI.....	6
2.2	INSTALLAZIONE NUOVE TRAVI PRINCIPALI.....	7
2.3	CONSOLIDAMENTO OPERE DI FONDAZIONE	8
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE	10
3.1	VITA UTILE, CLASSE DELLA STRUTTURA E PERIODO DI RIFERIMENTO	10
3.2	CLASSE DI ESECUZIONE.....	11
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
4.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	12
4.2	NORME NAZIONALI	12
4.3	NORME INTERNAZIONALI	12
5	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	13
5.1	CALCESTRUZZO	13
5.1.1	Calcestruzzo per micropali	13
5.1.2	Calcestruzzo per rinforzi plinti.....	13
5.1.3	Calcestruzzo plinti esistenti	14
5.1.4	Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato (miscela tipo M2).....	14
5.2	ACCIAIO	14
5.2.1	Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo	14
5.2.2	Acciaio per carpenteria metallica	15
5.2.2.1	Acciaio S355.....	15
5.2.2.2	Acciaio S275.....	15
5.2.2.3	Acciaio S235.....	16
5.2.2.4	Acciaio strutture esistenti.....	16
5.2.3	Bulloni.....	16
5.2.4	Unioni saldate.....	17
5.3	MATERIALI PER INGHISAGGI, APPOGGI E RIPRISTINI	17
5.3.1	Ancorante epossidico per iniezioni di tasselli / ancoranti (miscela tipo M1).....	17
5.3.2	Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato (miscela tipo M2).....	18
5.3.3	Malta tixotropica a ritiro compensato con fibre (miscela tipo m3)	18
5.3.4	Apparecchi di appoggio elastomerici armati	19
5.4	TERRENO	19
6	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI	21
6.1	PESI PROPRI STRUTTURALI	21
6.2	PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI	21
6.3	CARICHI VARIABILI	22

6.4	CARICO NEVE	22
6.5	AZIONI DEL VENTO	22
6.6	AZIONI TERMICHE	23
6.7	AZIONE DEL SISMA	23
6.7.1	Spettro stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....	27
6.7.2	Spettro stato limite di salvaguardia di danno (SLD).....	30
6.7.3	Spettro stato limite di operatività (SLO).....	33
6.8	SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA	36
6.9	DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU	36
6.10	DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE	37
6.11	DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE	37
6.12	TABELLE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	37
7	CODICI DI CALCOLO	39
8	ANALISI E VERIFICHE	40
8.1	MODELLO DI CALCOLO	40
8.2	ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE	49
8.3	DEFORMAZIONI VERTICALI	52
8.4	DEFORMAZIONI ORIZZONTALI	53
8.5	FONDAZIONI	54
8.5.1	Calcolo della capacità portante dei pali – carico verticale	54
8.5.1.1	<i>Pali legno d= 200 mm L= 1.70 m</i>	55
8.5.1.2	<i>Pali legno d= 200 mm L= 2.40 m</i>	56
8.5.1.3	<i>Pali legno d= 200 mm L= 3.00 m</i>	57
8.5.1.4	<i>Pali legno d= 250 mm L= 5.20 m</i>	57
8.5.1.5	<i>Micropali d= 240 mm L= 18.00 m</i>	58
8.5.2	Calcolo della capacità portante dei pali – carico orizzontale	58
8.5.3	Verifiche di capacità portante dei pali e verifiche strutturali dei pali.....	60
8.5.4	Verifiche capacità portante pali esistenti di legno	64
8.5.5	Verifiche strutturali dei plinti.....	66
8.6	VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV)	67
8.6.1	Profili HEB 450 zona appoggi.....	71
8.6.2	Travi HEA 450 – nuove arcate.....	72
8.6.3	Travi HEA 320 irrigidimenti trasversali.....	74
8.6.4	Travi UPN 120 – (staffe appoggio impianti).....	75
8.6.5	Piatti 300x12 – (staffe tubo gas).....	76
8.6.6	Montanti C 100x50x8 (sovrastuttura pavimentazione montanti su travi nuove)	77
8.6.7	Montanti L60x8 (sovrastuttura pavimentazione montanti su travi esistenti)	78
8.6.8	Travi gradini L 60x8 (paralleli asse ponte).....	79
8.6.9	Travi gradini L 60x8 (trasversali asse ponte).....	80
8.6.10	Travi gradini 2 L 60x6	81
8.6.11	Travi esistenti	82

8.7	NODI PRINCIPALI	83
8.7.1	Appoggio travi nuove su plinto.....	83
8.7.2	Giunto continuità HEB 450 – HEA 450	86
8.7.3	Giunto continuità HEA 450	87
8.7.4	Rinforzo nodo travi esistenti laterali su plinto	89
8.7.5	Rinforzo nodo travi esistenti centrali su plinto	91
8.7.6	Traversi HEA 320 su travi principali HEA 450	92
8.7.7	Traversi HEA 320 su travi esistenti laterali	93
8.7.8	UPN 120 su travi HEA 320	96
8.7.9	Staffa Italgas su travi HEA 450.....	97
8.7.10	Collegamento staffe impianti UPN120 su UPN 120.....	98
8.7.11	Collegamento montanti struttura gradini C100x50x8 su HEA 450.....	98
8.7.12	Collegamento montanti struttura gradini L60x8 su travi di bordo esistenti.....	100
8.8	PARAPETTO	102
9	CONCLUSIONI.....	103

1 PREMESSA

La presente revisione in corso d'opera della relazione di calcolo delle strutture, riporta i criteri di progettazione e le verifiche delle strutture del ponte Longo di Murano nell'ambito del progetto di ripristino strutturale del ponte stesso mediante il restauro delle travi principali esistenti e l'integrazione di nuovi profili portanti, la revisione si è resa necessaria per due motivi fondamentali:

1. la rimozione delle strutture a supporto dei gradini e delle strutture dei vecchi rack e la successiva pulizia delle travi dalle scaglie di vernice e dal metallo corroso hanno messo in evidenza una situazione di degrado molto più avanzato e diffuso rispetto alle indagini eseguite a campione nel 2020. Tale situazione, unita al rilievo tridimensionale delle travi principali esistenti che ha evidenziato differenze di altezza degli archi e deviazioni laterali degli stessi, ha comportato la riverifica del ponte considerando dei nodi saldati tra travi centrali esistenti e travi nuove trasversali e considerando delle sezioni resistenti degli archi esistenti con spessori ridotti rispetto a quanto previsto dal progetto esecutivo. Sulla base di queste verifiche sono stati ridefiniti i nodi di connessione tra strutture nuove ed esistenti e soprattutto gli interventi di sostituzione delle porzioni eccessivamente ammalorate delle travi esistenti.
2. È stato necessario ricorrere ad una differente metodologia di montaggio delle nuove travi in quanto l'andamento curvilineo delle travi esistenti, ovvero irregolare sul piano orizzontale, che genera distanze differenti tra le travi esistenti che non era rilevabile prima della rimozione del piano di calpestio e delle sottostrutture e dei sottoservizi, obbliga, come poi riscontrato in corso d'opera, al riallineamento degli archi esistenti prima del loro collegamento alle nuove strutture e ciò è possibile solo prevedendo una nuova metodologia di posa delle nuove strutture metalliche per le quali è stato concordato di preassemblare fuori opera le travi e di posarle intere.

Si precisa che l'obiettivo principale del progetto è quello di mantenere sostanzialmente inalterati i prospetti laterali del ponte esistente mediante interventi che consolidano le travi esistenti, di bordo e interne e introducendo nuovi elementi portanti da inserire tra le travi esistenti.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I principali interventi di restauro e ripristino strutturale del ponte si possono suddividere nelle seguenti tre macro aree di intervento:

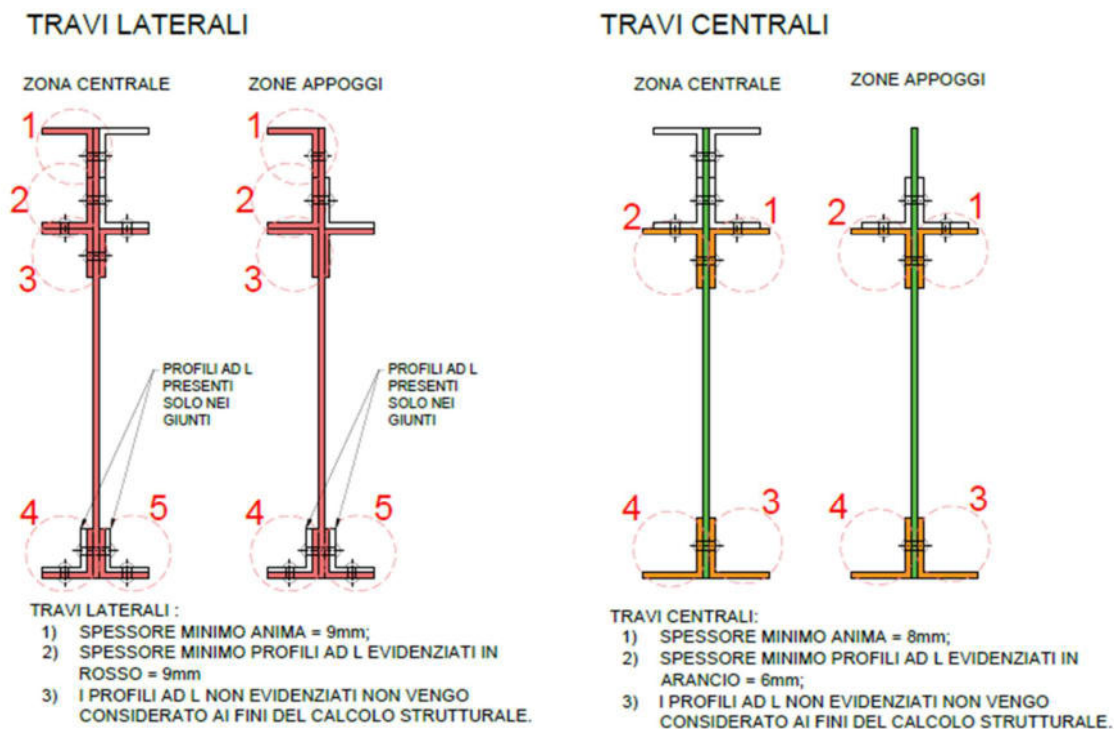
- *Restauro strutture esistenti di acciaio del ponte.*
- *Consolidamento delle strutture di acciaio del ponte mediante inserimento di nuovi profili portanti ad arco.*
- *Consolidamento delle opere di fondazione.*

Nei prossimi paragrafi saranno brevemente illustrate le fasi lavorative e le metodologie di restauro e consolidamento che si prevede di impiegare.

Le macro lavorazioni sopra individuate potranno essere messe in atto dopo l'esecuzione di un by-pass per gli impianti in modo da non generare disservizi prolungati e la predisposizioni di pontili e di un ponte di barche per mantenere attivo l'attraversamento pedonale.

2.1 RESTAURO STRUTTURE ESISTENTI

La revisione del progetto prevede di mantenere inalterate le strutture esistenti dove lo spessore dei vari elementi supera o uguaglia lo spessore riportato nella seguente immagine:



I profili non evidenziati rappresentano profili esistenti che non sono presenti lungo l'intero sviluppo e che pertanto vengono omessi dal calcolo e necessitano solo degli interventi di protezione e verniciatura ma non di consolidamento con ripristino dello spessore.

Le lavorazioni di ripristino delle porzioni di trave, fortemente ossidate e prive ormai di capacità portante, viene eseguita mediante una prima fase di taglio delle porzioni dei profilati in acciaio mediante torcia al plasma seguita dalla successiva fornitura e saldatura in opera di laminati e profilati in acciaio necessari per il ripristino delle sezioni originali delle travi esistenti.

Il ripristino dei profili è prevalentemente concentrato nella porzione sommitale dell'anima e dei rinforzi ad L delle quattro travi in corrispondenza delle saldature con le strutture di supporto dei gradini. Gli ulteriori punti che presentano maggiori criticità sono i punti di collegamento degli irrigidimenti trasversali a croce e dell'attacco dei controventi a croce all'intradosso delle travi del ponte.

Il ripristino può essere di tipo esteso per fasce di diversa lunghezza o anche puntuale. Le porzioni maggiormente degradate sono le anime ed i profili ad L nella parte superiore e i punti di contatto con le strutture di irrigidimento trasversale e con i controventi di piano presenti sotto il ponte.

Anche molti chiodi e bulloni esistenti versano in uno stato di ossidazione estremamente pronunciato e necessitano della sostituzione. È stato pensato di sostituire i chiodi ribattuti a caldo, con bottoni di saldatura in rilievo di più semplice realizzazione.

Il ciclo degli interventi di consolidamento delle travi metalliche esistenti si completa con l'intervento di metallizzazione in sito e la successiva verniciatura in tre mani.

La lavorazione fondamentale è la metallizzazione con una lega in zinco alluminio in percentuale 85% di zinco e 15% di alluminio per uno spessore di 120 micron.

La finitura superficiale consiste in un trattamento di verniciatura eseguito sull'acciaio già metallizzato e realizzato secondo le seguenti tre fasi in opera:

- *applicazione di un primer epossidico sigillante per uno spessore di 40 micron;*
- *applicazione di uno strato intermedio epossipoliammidico per uno spessore di 150 micron;*
- *applicazione mano a finire poliuretanica per uno spessore di 60 micron.*

Complessivamente tutti i trattamenti di metallizzazione e verniciatura dovranno garantire il raggiungimento di uno spessore di 370 micron.

Prima di procedere con l'intervento di verniciatura è necessario eseguire anche un intervento localizzato di sigillatura nei punti di contatto tra i profili ad L e l'anima delle travi. In tali punti, infatti, dove i profili non vengono rimossi, la sabbiatura non viene eseguita pertanto il processo di ossidazione viene bloccato mediante la sigillatura di questi punti.

In corso d'opera è stato deciso di modificare anche i rinforzi dei parapetti che saranno pertanto rinforzati mediante la saldatura di un montante in profilo pieno 40 x 30 mm, saldato sia il montante esistente in tubo 30 x 30 sia al profilo ad L superiore della trave di bordo.

Dopo l'applicazione del rinforzo dei montanti dei parapetti verrà completata la sabbiatura e completato il ciclo di metallizzazione e verniciatura di tutte le specchiature dei parapetti esistenti comprese le colonnine ancorate alla pietra di Istria di coronamento delle gradinate e delle fondamenta in prossimità dell'imbocco del ponte.

Tale metodologia di lavorazione prevista per i parapetti che mantiene inalterato il ciclo di trattamento superficiale di protezione sia sulle travature principali sia sui parapetti permette di evitare la generazione di punti di discontinuità, che dovrebbero essere ripresi in opera successivamente, o di trattamenti differenziati tra i vari elementi esistenti che compongono il ponte.

2.2 INSTALLAZIONE NUOVE TRAVI PRINCIPALI

Il punto fondamentale del progetto prevede il recupero delle quattro travi metalliche esistenti e ciò è reso possibile solo mediante l'introduzione di tre nuove travi in profilo HEA 450 e HEB 450 in corrispondenza dell'appoggio sulle spalle del ponte.

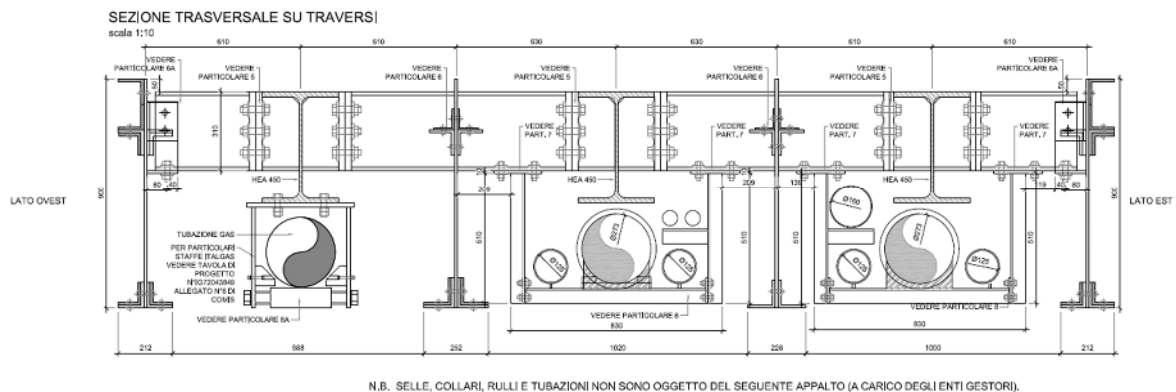
Alle tre nuove travi verranno affidati quasi completamente i carichi permanenti e variabili del ponte, infatti, le strutture di sostegno dei gradini saranno vincolate alle tre nuove travi e alle due travi esistenti di bordo che tuttavia saranno assoggettate ad un'aliquota di carico decisamente inferiore rispetto allo stato di fatto.

Le tre nuove travi saranno anche irrigidite trasversalmente mediante l'introduzione di 8 profili HEA 320. Tali profili di irrigidimento trasversale saranno incastrati in corrispondenza delle nuove travi mentre saranno incernierati in corrispondenza delle travi esistenti e avranno anche per queste ultime una funzione di stabilizzazione laterale.

La giunzione tra i profili di irrigidimento trasversale e le due travi di bordo sarà composta da squadrette ad L saldate direttamente sul lato interno, non visibile, delle travi esistenti e collegate mediante bulloni ai profili HEA 320. Tutte le altre giunzioni di tali elementi di irrigidimento trasversale saranno invece di tipo bullonato sia in corrispondenza delle nuove travi sia in corrispondenza delle due travi esistenti interne in quanto non visibili dall'esterno.

All'intradosso delle tre nuove travi strutturali principali saranno e saldate o bullonate anche delle staffe a supporto delle tubazioni dei sottoservizi. Tali nuove staffe saranno realizzate in corrispondenza delle travi trasversali e saranno pertanto 8 per ciascuna trave.

Sono state inoltre modificate le staffe per i rack dei sottoservizi e disegnate le staffe per la condotta di Italgas come da Costruttivo Italgas stessa.



Anche per tutte le strutture metalliche nuove sono previsti interventi di protezione mediante metallizzazione e verniciatura, tali trattamenti saranno da eseguire in stabilimento.

Nel dettaglio l'intervento prevede inizialmente la sabbiatura di pulizia del metallo, la successiva metallizzazione con una lega in zinco alluminio per uno spessore di 120 micron (sempre lega Zn/AL 85/15) seguita dal ciclo di verniciatura sull'acciaio già metallizzato realizzata con le seguenti tre mani: applicazione di un primer epossidico sigillante per uno spessore di 40 micron, l'applicazione di uno strato intermedio epossipoliamidico per uno spessore di 150 micron e l'applicazione mano a finire poliuretanica per uno spessore di 60 micron. Complessivamente tutti i trattamenti di metallizzazione e verniciatura dovranno garantire il raggiungimento di uno spessore di 370 micron.

2.3 CONSOLIDAMENTO OPERE DI FONDAZIONE

Rimane tutto come da progetto fatto salvo che la forma del plinto è leggermente differente nella parte superiore dei plinti.

Sulla scorta dei dati disponibili e in funzione dei notevoli carichi verticali e taglianti agenti sui pali dovuti a tutte le azioni statiche, dinamiche e alle variazioni termiche agenti sulle strutture del ponte è stato scelto di integrare i pali di fondazione esistenti con nuovi micropali spinti fino a una profondità di 18 m al di sotto del plinto in numero di 14 per ciascun plinto di fondazione ai quali affidare la quasi totalità delle sollecitazioni determinate secondo le normative attualmente vigenti.

I micropali dovranno avere un diametro reso di 24 cm e saranno armati con un tubolare metallico di diametro 152,4 mm e spessore 10 mm in acciaio S 355 (spessore ridotto a 8 mm per i primi 12 m dalla punta).

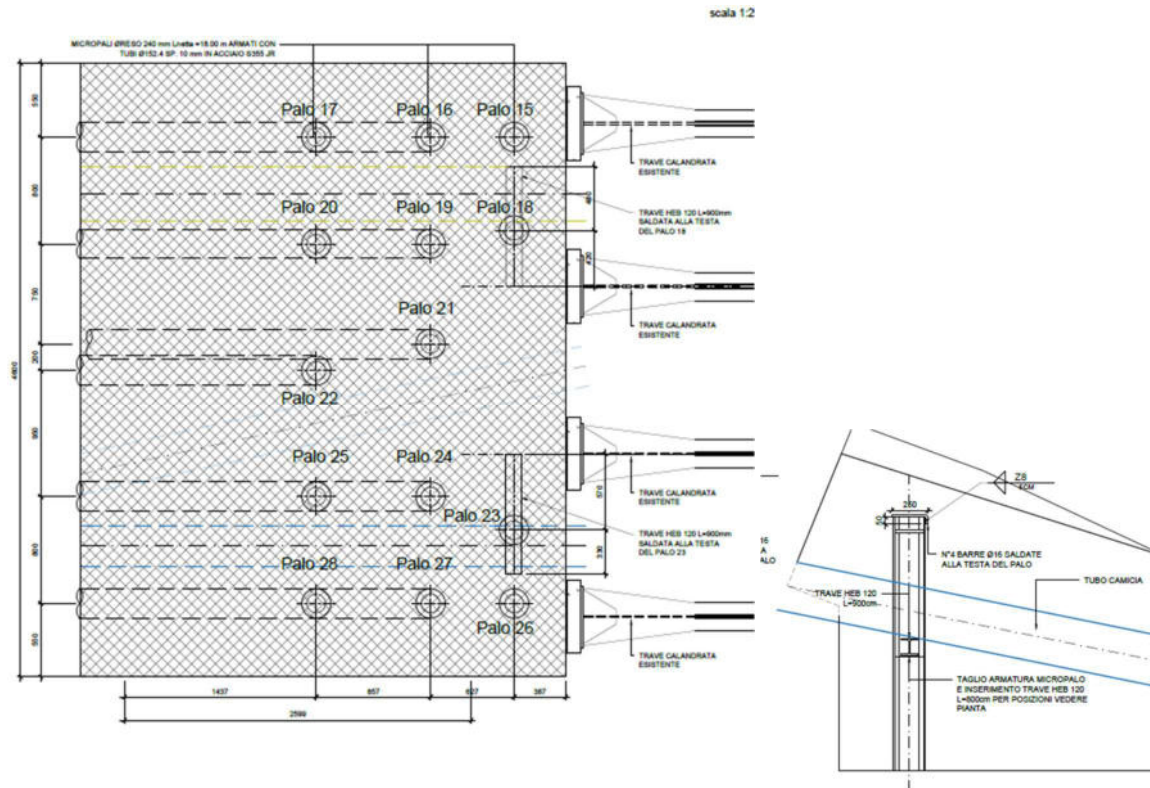
La realizzazione dei micropali di fondazione sarà preceduta dalla accurata rimozione della pavimentazione dei gradini e dallo scavo fino alla sommità del plinto esistente.

Dopo la realizzazione dei micropali saranno eseguite delle demolizioni per l'abbassamento dei sottoservizi che saranno, come detto precedentemente, appesi alle tre nuove travi metalliche.

Per migliorare gli interventi di futura manutenzione degli impianti, saranno predisposte delle camicie in PVC all'interno del plinto che permetteranno lo sfilamento dei tubi dei sottoservizi senza nuove demolizioni dei plinti.

Dopo la posa delle camicie per i sottoservizi saranno eseguiti i getti di completamento del plinto che ingloberanno i nuovi micropali e irrigidiranno la parte posteriore del plinto. La connessione tra il plinto esistente e le nuove porzioni di getto sarà formata da barre di armatura inghisate con resina epossidica.

In corso d'opera due pali del plinto in fondamenta da Mula sono stati realizzati leggermente disassati e per evitare l'interferenza con le condotte di acqua e gas sono stati tagliati sotto la quota di passaggio delle condotte ed è stato inserito uno spezzone di profilo HEB 120 di ripartizione del carico. Vedi sotto pali 18 e 23.



3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La verifica di tutti gli elementi strutturali che compongono il ponte sul Canal Grande di Murano è condotta secondo i fondamenti della scienza e della tecnica delle costruzioni nel pieno rispetto delle normative vigenti. In particolare, il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite, con riferimento al D.M. 17.01.2018, sarà criterio di verifica di sicurezza strutturale. I criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite sono basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Saranno condotte verifiche di tipo statico agli stati limite ultimi SLU e agli stati limite di esercizio SLE e verifiche di tipo sismico agli stati limite di salvaguardia della vita SLV, agli stati limite di danno SLD e agli stati limite di operatività SLO.

Ai fini delle verifiche sismiche si considerano tutte strutture in classe di duttilità bassa CDB.

L'analisi sismica è condotta mediante analisi lineare dinamica come previsto dal capitolo 7 del DM 17.01.2018. Tale metodo prevede la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale) e degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascun modo di vibrare. Gli effetti singoli vengono poi combinati utilizzando la combinazione quadratica completa.

Le verifiche agli stati limite di danno in questo caso sono costituite anch'esse da verifiche di resistenza ma sono meno significative di quelle condotte per gli SLV ed SLU in quanto devono essere condotte con coefficienti di sicurezza unitari per i materiali e quindi considerando dei limiti di resistenza molto alti a fronte di sollecitazioni paragonabili a quelle determinate agli stati limite di salvaguardia della vita.

Il DM 17.01.18 fornisce per tutti i siti e per ogni probabilità di superamento del periodo di riferimento, a cui corrisponde ciascuno degli stati limite, i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima del sito), F_o (fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e di T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

3.1 VITA UTILE, CLASSE DELLA STRUTTURA E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tab. 2.4.I delle Norme Tecniche per le Costruzioni e deve essere precisata nei documenti di progetto.

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

La costruzione oggetto delle presenti verifiche rientra nel tipo 2:

A tali costruzioni corrisponde una vita nominale $v_N \geq 50$ anni. Tale rappresenta la durata da considerare in sede progettuale con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

La classe d'uso della struttura è fornita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azione sismica.

Le strutture in esame rientrano in classe d'uso III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

Il periodo di riferimento rappresenta il tempo in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche e risulta dal prodotto della vita nominale per il coefficiente d'uso che per la classe d'uso III vale 1.5.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame quindi il periodo di riferimento vale: $v_R = v_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

3.2 CLASSE DI ESECUZIONE

Secondo la norma UNI EN 1090-1:2011 la classe di esecuzione di una struttura in acciaio è determinata dall'affidabilità e dai rischi potenziali a cui tale struttura è soggetta. L'affidabilità è definita dal parametro CC (Classe di conseguenza) che tiene conto delle eventuali conseguenze dovute a un fallimento delle strutture, mentre i rischi potenziali sono definiti dai parametri SC (Categoria di servizio) e PC (Categoria di produzione), riguardanti le finalità e le caratteristiche progettuali degli elementi in acciaio impiegati.

Il ponte sul Canal Salso e la pista a sbalzo rispetto al Ponete della Libertà ricadono in classe di esecuzione **EXC3** in quanto si considerano i seguenti parametri:

- **CC3**, classe di conseguenza **elevata** per perdita di vite umane o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali;
- **SC1**, strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità bassa in accordo alla EN 1998-1;
- **PC2** per componenti saldati realizzati da prodotti in acciaio di classe S355 o superiori.

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 ^{a)}	EXC3 ^{a)}
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3^{a)}	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le strutture sono progettate rispettando i criteri e le prescrizioni indicate nelle norme attualmente vigenti.

4.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- *L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.*
- *D.M. LL. PP. 17.01.2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.*
- *Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*
- *Istruzioni C.N.R. 10011/97 – “Costruzioni in acciaio- Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione il collaudo e la manutenzione”.*
- *Istruzioni C.N.R. 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”.*
- *DPR 380/2001: Testo unico per l’edilizia.*
- *Ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n°3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica “.*
- *Ord. P.C.M. n° 3431 03.05.2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”.*

4.2 NORME NAZIONALI

- *UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.*
- *UNI EN 206-1/2014– “Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità”.*
- *UNI EN 10025 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”.*

4.3 NORME INTERNAZIONALI

- *UNI-EN-1993-1-1 – Progettazione delle strutture in acciaio: Regole generali e regole per gli edifici.*
- *UNI EN 1090-2:2011 – Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio*

5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

I materiali di cui si prevede utilizzazione dovranno avere caratteristiche meccaniche non inferiori a quanto di seguito riportato.

Le caratteristiche dei materiali rispettano anche l'Art. 65 comma 3 lettera b D.p.r. 380/01 ex Lettera B Legge 5-XI-1971 n°1086.

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 Calcestruzzo per micropali

Betoncino cementizio da iniezione tipo Injekt 40 di Premier Premiscelati

Premiscelato a base di cemento solfato resistente e inerti calcarei idoneo per l'intasamento di micropali. Resistenza a compressione a 28 gg. pari a 42/Nmmq.

Fluidità	180-210 mm
Dimensione massima dell'inerte	D _{max} = 3 mm
Classe di esposizione	XS2
Contenuto minimo di cemento	360 kg/m ³
Acqua d'impasto	18%
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R _{ck} ≥ 42 MPa

La classe di esposizione scelta XS2 si riferisce ad un ambiente marino bagnato raramente asciutto.

5.1.2 Calcestruzzo per rinforzi plinti

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1 e UNI 11104:2004:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 40/50
Classe di abbassamento al cono (slump)	S5
Dimensione massima dell'inerte	D _{max} = 20 mm
Classe di esposizione	XS3
Contenuto minimo di cemento	400 kg/m ³
Tipo cemento	CEM II – 42.5 N
Rapporto acqua/cemento	0.45
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R _{ck} ≥ 50 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f _{ck} ≥ 41.5 MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f _{cd} = 23.52 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f _{ctd} = 2.52 MPa
Modulo elastico	E _c = 35547 MPa

Verifiche Stato Limite di Esercizio:

$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$	(compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)
$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 18.67 \text{ MPa}$	(compressione), combinazione di carico quasi permanente

La classe di esposizione scelta XS3 si riferisce ad un ambiente esposto all'acqua di mare e ciclicamente asciutto e bagnato.

Limiti di fessurazione: la classe di esposizione XS3 determina condizioni ambientali molto aggressive. Considerando armature poco sensibili si hanno come limiti di apertura di fessura ≤ 0.2 mm in combinazione frequente e ≤ 0.2 mm in combinazione quasi permanente.

Determinazione copriferro: le condizioni ambientali aggressive e la classe C40/50 determinano un copriferro netto per gli elementi non a piastra $C=45$ mm + 10 mm di tolleranza +5 mm per vita nominale = 60 mm.

5.1.3 Calcestruzzo plinti esistenti

Le prove condotte da Geo-Controlli non hanno fornito risultati in merito al calcestruzzo in quanto la prova di laboratorio condotta sulla carota estratta è stata eseguita sulla parte in pietra naturale e non nel calcestruzzo.

Si assume che il calcestruzzo abbia la seguente resistenza e si considera a favore di sicurezza un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 25$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 20.75$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 8.71$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 0.78$ MPa
Modulo elastico	$E_c = 22371$ MPa

5.1.4 Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato (miscela tipo M2)

Betoncino cementizio premiscelato colabile espansivo per ancoraggi di precisione di grosso spessore da applicare tra plinto in c.a. e piastre di appoggio del ponte, tipo MasterFlow 980 di Basf Construction Chemical Italia (ex Emaco S33).

Acqua d'impasto (consistenza S5)	10%
Bleeding	assente
Caratteristiche espansive (in fase plastica UNI 8996)	> 0.3%
Adesione al supporto in calcestruzzo	>6.0 MPa
Resistenza allo sfilamento delle barre di acciaio	> 30 MPa
Modulo elastico a 28 gg UNI EN 13412	28.000 \pm 2.000 MPa
Resistenza a compressione UNI EN 12190	1 g > 35 MPa 7 gg > 65 MPa 28 gg > 75 MPa
Resistenza a trazione per flessione UNI EN 196/1	1 g > 6.0 MPa 7 gg > 8.0 MPa 28 gg > 9.0 MPa

Da impiegare tra piastre di appoggio e baggiolo per eventuale regolarizzazione della superficie.

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UIN EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C:

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206 \text{ GPa}$
	$1.15 \geq (f_t / f_y)_k < 1.35$
	$(f_t / f_{ynom})_k \leq 1.25$

5.2.2 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati a caldo, lamiere per piattabande, anime, irrigidimenti, e comunque per tutti gli elementi saldati, lamiere per piastre e profilati commerciali non saldati e per tubolari dei micropali

Classe di esecuzione secondo UNI EN1090 EXC3 (CC3;SC1;PC2)

5.2.2.1 Acciaio S355

Acciaio tipo S355 J2 G3

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione di rottura (spessori > 40 mm)	$f_{tk} \geq 470 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (spessori > 40 mm)	$f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / (2(1+\nu)) = 80770 \text{ MPa}$
coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ per temp.}$
fino a 100 °C	

Verifiche Stato Limite Ultimo:

$\gamma_{MAT} = 1.05$	coefficiente di sicurezza
$f_d = f_{yk} / \gamma_{MAT} = 338.10 \text{ MPa}$	se $t \leq 40 \text{ mm}$
$f_d = f_{tk} / \gamma_{MAT} = 319.04 \text{ MPa}$	se $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$

Tale tipologia di acciaio deve essere impiegata per:

- *Armatura micropali*
- *Travi principali nuove arcate (comprese piastre di giunzione)*
- *Travi trasversali di collegamento (comprese piastre di giunzione)*
- *Strutture a sostegno tubazioni impianti*

5.2.2.2 Acciaio S275

Acciaio tipo S 275 J0 secondo UNI EN 10025

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$

Verifiche Stato Limite Ultimo:

$\gamma_{MAT} = 1.05$	coefficiente di sicurezza
$f_d = f_{yk} / \gamma_{MAT} = 261.9 \text{ MPa}$	se $t \leq 40 \text{ mm}$
$f_d = f_{yk} / \gamma_{MAT} = 242.8 \text{ MPa}$	se $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$

Tale tipologia di acciaio deve essere impiegata per:

- *Sovrastrutture a sostegno dei gradini (comprese piastre di giunzione)*

5.2.2.3 Acciaio S235

Acciaio tipo S 235 J0 secondo UNI EN 10025

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 360 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 235 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$
Verifiche Stato Limite Ultimo:	
$\gamma_{MAT} = 1.05$	coefficiente di sicurezza
$f_d = f_{yk} / \gamma_{MAT} = 223.8 \text{ MPa}$	se $t \leq 40 \text{ mm}$

Tale tipologia di acciaio deve essere impiegata per:

- *Sostituzione delle porzioni ammalorate delle travi principali esistenti*

5.2.2.4 Acciaio strutture esistenti

Le indagini in laboratorio condotte dalla ditta Geocontrolli hanno fornito i seguenti risultati:

- *le strutture delle 4 travi principali sono assimilabili ad acciaio S235 sia per resistenza che per composizione chimica fatte salve le concentrazioni di fosforo e zolfo.*
- *Le strutture a sostegno dei gradini sono in acciaio S275 (dovranno essere completamente rimosse)*
- *Piatti di rinforzo alla base del ponte acciaio inox AISI 316*

Sull'acciaio della trave principale è stata anche eseguita una prova di saldabilità con esito soddisfacente in quanto la prova di trazione ha prodotto rottura del materiale base.

5.2.3 Bulloni

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 10.9. Dadi e rosette classe 10 (associati secondo prescrizioni del D.M. 17.01.18).

Tensione di rottura	$f_{tb} \geq 1000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 900 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a trazione	$f_{d,N} = 720 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a taglio	$f_{d,V} = 480 \text{ MPa}$

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 8.8. Dadi e rosette classe 8 (associati secondo prescrizioni del D.M. 17.01.18).

Tensione di rottura	$f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 649 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a trazione	$f_{d,N} = 576 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto a taglio

 $f_{d,V} = 384 \text{ MPa}$

Per tasselli e ancoranti in barre filettate pretagliate e zincate a caldo impiegare barre con classe di resistenza 8.8.

5.2.4 Unioni saldate

Le saldature sono eseguite secondo quanto previsto nel D.M. 17.01.2018.

Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto, ed i controlli per la realizzazione delle saldature si faccia riferimento al § 11.3.4.5 del DM 17.01.2018.

Si distinguono tre categorie di unioni con saldature:

- Unioni con saldature a piena penetrazione: i collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.
- Unioni con saldature a parziale penetrazione: i collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo § 4.2.8.2.4.). L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.
- Unioni con saldature a cordoni d'angolo: la resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso. La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata. Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola. Nel seguito si indicano con σ_{\perp} la tensione normale e con τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con $\sigma_{//}$ la tensione normale e con $\tau_{//}$ la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale $\sigma_{//}$ non influenza la resistenza del cordone. Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza: $[\sigma_{\perp} 2 + 3 (\tau_{\perp} 2 + \tau_{//} 2)] 0,5 \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$ dove: f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati, $\beta = 0,80$ per acciaio S235, $0,85$ per acciaio S275, $0,90$ per acciaio S355, $1,00$ per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato $F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1$ dove $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$. Le verifiche possono essere condotte anche considerando la sezione di gola in posizione ribaltata secondo le indicazioni del § 4.2.8.2.4 delle NTC 2018.

5.3 MATERIALI PER INGHISAGGI, APPOGGI E RIPRISTINI

5.3.1 Ancorante epossidico per iniezioni di tasselli / ancoranti (miscela tipo M1)

Ancorante epossidico per iniezioni di tasselli / ancoranti (miscela tipo M1)

Resina epossidica tipo Fischer FIS EM plus o equivalenti.

Per caratteristiche tecniche e di posa si rimanda alla scheda del produttore.

Prevedere foro nel calcestruzzo $\varnothing_{\text{foro}} = \varnothing_{\text{barra}} + 2\text{mm}$

I fori dovranno essere accuratamente puliti, si consiglia di realizzare il foro con il sistema a roto percussione.

5.3.2 Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato (miscela tipo M2)

Betoncino cementizio premiscelato colabile espansivo per ancoraggi di precisione di grosso spessore da applicare tra plinto in c.a. e piastre di appoggio del ponte, tipo MasterFlow 980 di Basf Construction Chemical Italia (ex Emaco S33).

Acqua d'impasto (consistenza S5)	10%
Bleeding	assente
Caratteristiche espansive (in fase plastica UNI 8996)	> 0.3%
Adesione al supporto in calcestruzzo	>6.0 MPa
Resistenza allo sfilamento delle barre di acciaio	> 30 MPa
Modulo elastico a 28 gg UNI EN 13412	28.000 \pm 2.000 MPa
Resistenza a compressione UNI EN 12190	1 g > 35 MPa 7 gg > 65 MPa 28 gg > 75 MPa
Resistenza a trazione per flessione UNI EN 196/1	1 g > 6.0 MPa 7 gg > 8.0 MPa 28 gg >9.0 MPa

Da impiegare tra piastre di appoggio e baggio per eventuale regolarizzazione della superficie.

5.3.3 Malta tixotropica a ritiro compensato con fibre (miscela tipo m3)

Malta cementizia fibrinforzata tixotropica a ritiro compensato, per il ripristino superficiale dei plinti in c.a. tipo EXOCHEM FP di Cryso a base di cemento, inerti selezionati, additivi superfluidificanti, agenti per il controllo del ritiro sia in fase plastica (UNI 8996) sia in fase indurita (UNI 8147) e fibre di polipropilene. La malta tixotropica, fortemente adesiva al calcestruzzo, al laterizio e al ferro, durabile e idonea per riparazioni e rivestimenti strutturali, senza ritiro. La malta deve essere applicata su sottofondo compatto, opportunamente irruvidito con uso di spatola o cazzuola senza necessità di casseri anche in verticale; lo spessore massimo consentito è di 50 mm per strato.

Il prodotto deve rispondere ai requisiti definiti nella UNI EN 1504/9 "Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principi generali per l'uso dei prodotti e sistemi" e ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3 "Riparazione strutturale e non strutturale" per malte strutturali di classe R4.

Requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-3 per malte strutturali di classe R4:

Acqua d'impasto per 100 kg di premiscelato secco	15 – 16 litri
Consistenza della malta (EN 13395-1)	170 +/- 10 mm
Peso specifico malta fresca (EN 1015-6)	2,10 \pm 0,05 g/cc
Resa (consumo di premiscelato secco)	circa 1,8 kg/m ² /mm
Espansione Contrastata	1gg > 0,04%
Resistenza Compressione 1,7,28 gg (EN 12190)	>30; >37; >54 MPa

Resistenza Flessione 1,7,28 gg (EN 196-1)	>3,5; >4,5; >7 MPa
Modulo elastico a 28gg (EN 13412)	> 24 GPa
Forza d'aderenza alla barra liscia a 28 gg RILEM-CEB-FIP- RC6-78	> 4 MPa
Forza d'aderenza alla barra aderenza migliorata a 28gg RILEMCEB-FIP- RC6-78	> 32 MPa
Adesione al calcestruzzo a 28 gg (EN 1542)	> 4 MPa
Reazione al fuoco (EN 13501-1)	Euroclasse A1
Resistenza ai solfati (ASTM C88)	Nessun degrado dopo 15 cicli

Per le caratteristiche chimiche, di sicurezza e di impiego si rimanda alle schede tecniche del prodotto

Da impiegare per eventuali rinforzi localizzati sui plinti esistenti.

5.3.4 Apparecchi di appoggio elastomerici armati

In corrispondenza dell'appoggio delle travi principali sulle spalle e sui contrafforti si prevede l'impiego di piastre tipo JOINT RGA tipo A e B o tipo Agom E-link B con una o più lamiere armate

Lamiera in acciaio S235JR

Tensione di rottura $f_{tk} \geq 360$ MPa

Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 235$ MPa

Caratteristiche elastomero NR:

Resistenza a rottura ≥ 16 MPa

Allungamento a rottura $\geq 425\%$

Modulo G 0.9 MPa

5.4 TERRENO

Per il terreno di fondazione si fa riferimento alla campagna di prove geotecniche effettuata dalla ditta Geo-Controlli nel 2020.

Lo scrivente ha interpretato i dati delle prove ed ha prodotto il seguente modello geotecnico impiegato per la progettazione delle opere di fondazione.

CI 14626 "Ripristino strutturale del Ponte Longo a Murano"

quota assoluta	terreno	coesivi		incoerenti	
		cu [kPa]	Eu [Mpa]	ϕ	Ei [Mpa]
-6.50	Argilla				
-7.00	Argilla				
-7.50	Argilla				
-8.00	Argilla				
-8.50	Terreno Organico				
-9.00	Argilla				
-9.50	Argilla				
-10.00	Argilla				
-10.50	Argilla				
-11.00	Argilla	19.69	4.23		
-11.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-12.00	Miscela di Limi e Argille				
-12.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-13.00	Argilla				
-13.50	Argilla				
-14.00	Argilla	52.53	5.25		
-14.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-15.00	Miscela di Limi e Argille				
-15.50	Argilla				
-16.00	Miscela di Sabbia e Limi			27.7	13.75
-16.50	Argilla				
-17.00	Argilla				
-17.50	Argilla	33.85	5.00		
-18.00	Sabbia				
-18.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-19.00	Argilla				
-19.50	Miscela di Limi e Argille	69.21	5.63		
-20.00	Miscela di Sabbia e Limi				

-20.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-20.50	Miscela di Sabbia e Limi			27.9	18.13
-21.00	Argilla				
-21.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-22.00	Miscela di Sabbia e Limi			25.8	12.50
-22.50	Argilla				
-23.00	Argilla				
-23.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-24.00	Miscela di Sabbia e Limi			26.5	16.25
-24.50	Miscela di Limi e Argille				
-25.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-25.50	Miscela di Sabbia e Limi	68.39	5.88	25.3	13.13
-26.00	Argilla				
-26.50	Terreno Organico				
-27.00	Argilla				
-27.50	Argilla	49.59	6.25		
-28.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-28.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-29.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-29.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-30.00	Miscela di Sabbia e Limi			29.2	34.25
-30.50	Miscela di Limi e Argille				
-31.00	Argilla				
-31.50	Argilla				
-32.00	Terreno Organico				
-32.50	Argilla	95.08	8.50		
-33.00	Sabbia				
-33.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-34.00	Miscela di Sabbia e Limi			28.2	32.50
-34.50	Argilla				
-35.00	Miscela di Limi e Argille	166.99	10.00		

Dal punto di vista sismico il sottosuolo è classificato in categoria sismica C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s".

6 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI

I carichi permanenti ed accidentali sono desunti dal D.M. 17.01.2018.

L'analisi e la verifica delle strutture sono condotte esaminando separatamente gli effetti delle azioni elementari di carico sotto riportate:

- *Peso proprio elementi strutturali G1*
- *Peso proprio elementi non strutturali G2*
- *Sovraccarichi variabili di esercizio*
- *Azione della neve*
- *Azione del vento*
- *Azioni termiche:*
- *Sisma E*

6.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi costituenti la struttura sono determinati in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi specifici dei materiali di seguito riportati:

Calcestruzzo armato:	$\gamma_{ca} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
Acciaio:	$\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Pietra naturale:	$\gamma_p = 27.0 \text{ kN/m}^3$
Legno massello (Ipè, Azobè):	$\gamma_s = 10.0 \text{ kN/m}^3$

6.2 PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali è valutato in funzione dei reali pacchetti previsti dal progetto considerando i pesi di volume dei singoli materiali impiegati.

La finitura dei gradini di accesso è in pietra naturale con spessore medio considerato pari a 10 cm.

La finitura dei gradini e della parte sommitale del ponte è in legno massello spesso 5 cm.

Parapetti 0.50kN/m

I sottoservizi che saranno appesi alle apposite strutture predisposte sotto le nuove travi portanti del ponte sono i seguenti:

- *n° 1 condotta per il gas con diametro nominale DN 250, $g= 0.50 \text{ kN/m}$*
- *n° 2 condotte per l'acqua potabile DN 250 $g=0.81 \text{ kN/m}$*
- *n° 2 cavidotti Telefonia/Fibra in PVC rigido $d=125 \text{ mm}$ $g=0.25 \text{ kN/m}$*
- *n° 2 cavidotti in PVC $d= 125$ rigido per il ripristino dell'illuminazione pubblica del ponte e il riallacciamento dell'insegna dei carabinieri, $g=0.25 \text{ kN/m}$*

- n° 2 cavidotti Venice Fibra in PVC d=60 mm rigido g=0.10 kN/m
- n° 1 cavidotto in PVC rigido d=160 per Enel g= 0.30 kN/m

6.3 CARICHI VARIABILI

Il manufatto è ad uso esclusivo di pedoni.

La condizione di carico impiegata è la "folla": si applica sull'intero impalcato un sovraccarico uniformemente distribuito di 5.00 kN/m². Tale carico fa riferimento allo schema di carico 5 come previsto dal capitolo 5 della NTC 2018.

6.4 CARICO NEVE

Il carico da neve risulta:

$$q_{s1} = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Il carico della neve al suolo per la zona II e per $a_s \leq 200$ m risulta:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

il coefficiente di forma delle coperture ad una o due falde con inclinazione fino a 30° risulta $\mu_1 = 0.8$,

$C_E = 1$ coefficiente di esposizione

$C_t = 1$ coefficiente termico

L'azione della neve non viene considerata in quanto andrebbe combinata con il 75% del carico variabile della folla e pertanto darebbe luogo a sollecitazioni e deformazioni inferiori rispetto alla folla considerata per intero.

6.5 AZIONI DEL VENTO

La spinta del vento valutata secondo le prescrizioni del DM 17.01.2018 risulta:

$$p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

dove:

q_b	pressione cinetica di riferimento
C_e	coefficiente di esposizione
C_p	coefficiente di forma
$C_d = 1$	coefficiente dinamico

La pressione cinetica q_b (in N/m²) di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2 = 409.2 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s) determinata secondo i parametri della tabella 3.3.I del DM 17.01.2018, nel caso in esame è pari a 25.586 m/s per tempo di ritorno 75 anni.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza dal suolo della costruzione z dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Esso si ricava mediante la seguente formula:

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

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

Il coefficiente di topografia c_t è assunto pari a 1.

Per la zona geografica 1, in fascia entro 10 km dalla costa e classe di rugosità D si ha una categoria di esposizione II, alla quale corrispondono i seguenti coefficienti:

$$k_r = 0.19; \quad z_0 = 0.05 \text{ m}; \quad z_{\min} = 4 \text{ m}$$

Il coefficiente di forma per il parapetto e per le travi di bordo è assunto:

$$c_{pe} = 1.4$$

considerando un'altezza dal suolo massima di 6.0 m si ricava la seguente pressione del vento agente trasversalmente al ponte:

$p = 1.167 \text{ kN/m}^2$ tale pressione viene applicata sulle travi di bordo alte 90 cm e sul parapetto considerato chiuso al 25% e alto 1.1 m. per una spinta complessiva

$$F_v = 1.37 \text{ kN/m}$$

6.6 AZIONI TERMICHE

Si considerano i seguenti valori di variazione termica:

$\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$ tale assunzione è a favore della sicurezza in quanto la norma prevede per strutture in acciaio esposte $\pm 25^\circ\text{C}$.

Le azioni termiche vengono applicate a tutte le parti in acciaio considerando una temperatura di base pari a 10°C .

6.7 AZIONE DEL SISMA

Come specificato precedentemente l'analisi sismica condotta è di tipo lineare dinamica. Gli spettri di risposta sono determinati utilizzando il software in excel "Spettri-NTC versione 1.0.3" messo a disposizione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

Si riportano di seguito alcune immagini che esplicitano il percorso è per la determinazione dei parametri che definiscono gli spettri di risposta.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12.35259 LATTITUDINE: 45.45595

Ricerca per comune

REGIONE: Veneto PROVINCIA: Venezia COMUNE: Venezia

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione cometa

Interpolazione: superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 75 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 45
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 75

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 712
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

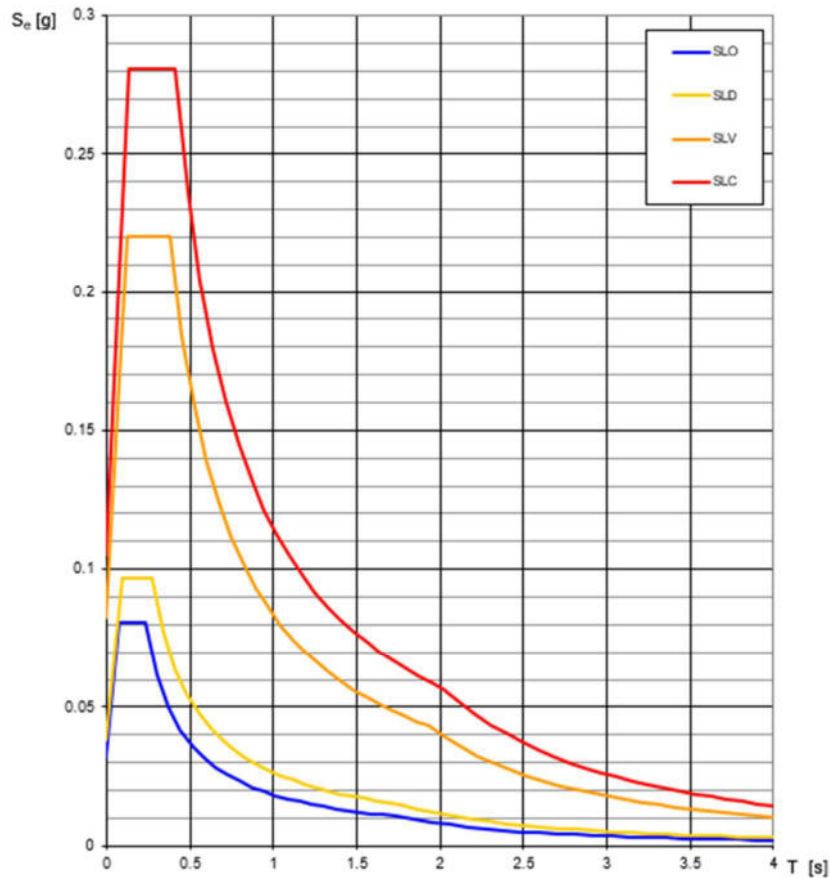
INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.032	2.510	0.228
SLD	75	0.038	2.530	0.272
SLV	712	0.083	2.658	0.379
SLC	1462	0.105	2.668	0.408

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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).

Le espressioni degli spettri e dei parametri dipendenti sono:

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

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

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-07 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Non vi è alcuna amplificazione topografica, la superficie topografica rientra nella Categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ ", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione S_T pari a 1 come si desume dalla tabella seguente.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per quanto riguarda la classificazione sismica il terreno è considerato in categoria di suolo C la cui definizione ai sensi della Tabella 3.2.II del DM 17.01.2018 è di seguito riportata:

Categoria C– "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s".

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per definire, infine, gli spettri di progetto, occorre precisare che:

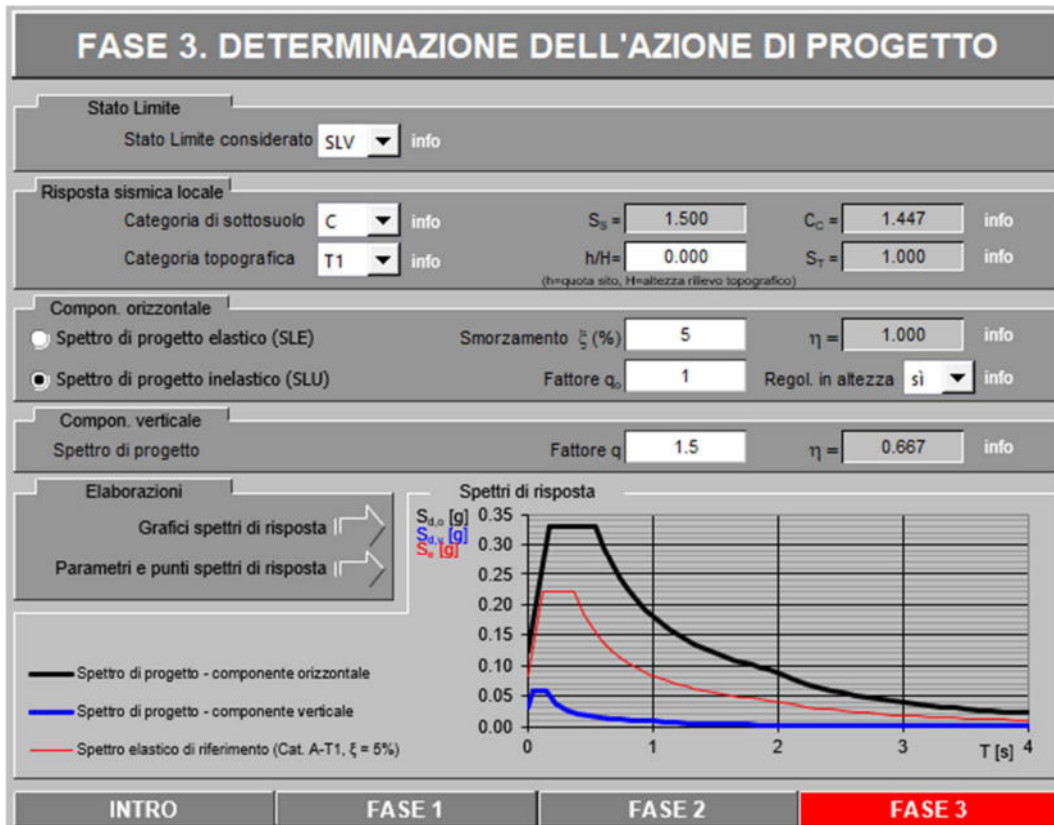
per gli stati limite di esercizio (nel caso in esame stato limite di operatività SLO) lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla PVR considerata.

Per i manufatti strutturali le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) possono essere condotte impiegando il fattore di struttura q che modifica lo spettro elastico nel relativo spettro di progetto nella presente relazione si riporta lo spettro elastico che significa impiegare il fattore di struttura $q=1.0$. Nella relazione di calcolo del ponte si riporta lo spettro di progetto con il reale fattore di struttura adottato.

Inoltre si è inserita anche la componente verticale del sisma. Infatti quest' ultima secondo le NTC18 deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Nel nostro specifico il ponte ha una luce circa pari a 32.6 m.

6.7.1 Spettro stato limite di salvaguardia della vita (SLV)



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

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.083 g
F_o	2.658
T_c	0.379 s
S_s	1.500
C_c	1.447
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.183 s
T_C	0.548 s
T_D	1.932 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.124
T_B	0.183	0.330
T_C	0.548	0.330
	0.614	0.295
	0.679	0.266
	0.745	0.243
	0.811	0.223
	0.877	0.206
	0.943	0.192
	1.009	0.179
	1.075	0.168
	1.141	0.159
	1.207	0.150
	1.273	0.142
	1.338	0.135
	1.404	0.129
	1.470	0.123
	1.536	0.118
	1.602	0.113
	1.668	0.109
	1.734	0.104
	1.800	0.101
	1.866	0.097
T_D	1.932	0.094
	2.030	0.085
	2.129	0.077
	2.227	0.070
	2.326	0.065
	2.424	0.059
	2.523	0.055
	2.621	0.051
	2.720	0.047
	2.818	0.044
	2.917	0.041
	3.015	0.038
	3.114	0.036
	3.212	0.034
	3.311	0.032
	3.409	0.030
	3.508	0.028
	3.606	0.027
	3.705	0.025
	3.803	0.024
	3.902	0.023
	4.000	0.022

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limitSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ov}	0.032 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.033
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{ov}}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_{ov} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_{ov} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

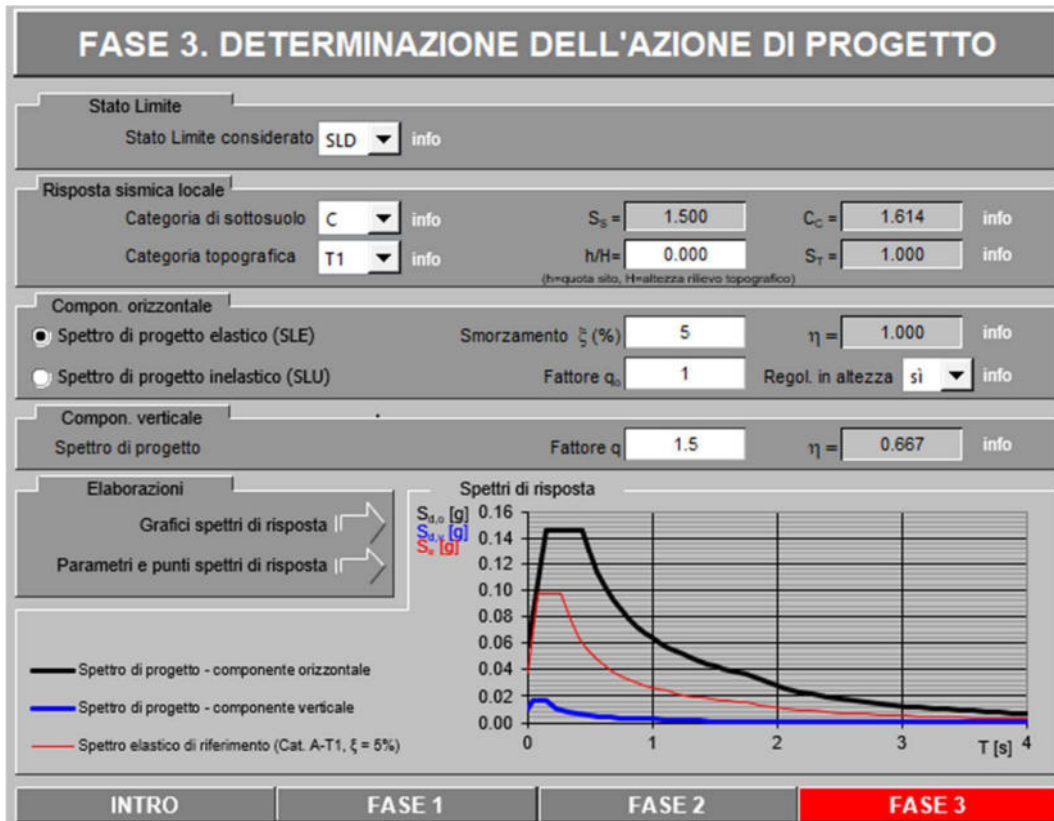
$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_{ov} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_{ov} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.032
T_B	0.050	0.057
T_C	0.150	0.057
	0.235	0.036
	0.320	0.027
	0.405	0.021
	0.490	0.017
	0.575	0.015
	0.660	0.013
	0.745	0.011
	0.830	0.010
	0.915	0.009
T_D	1.000	0.009
	1.094	0.007
	1.188	0.006
	1.281	0.005
	1.375	0.005
	1.469	0.004
	1.563	0.004
	1.656	0.003
	1.750	0.003
	1.844	0.003
	1.938	0.002
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

6.7.2 Spettro stato limite di salvaguardia di danno (SLD)



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.038 g
F_o	2.530
T_c	0.272 s
S_s	1.500
C_c	1.614
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	1.754 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.058
$T_B \leftarrow$	0.146	0.146
$T_C \leftarrow$	0.438	0.146
	0.501	0.127
	0.564	0.113
	0.626	0.102
	0.689	0.093
	0.752	0.085
	0.814	0.078
	0.877	0.073
	0.939	0.068
	1.002	0.064
	1.065	0.060
	1.127	0.057
	1.190	0.054
	1.253	0.051
	1.315	0.049
	1.378	0.046
	1.440	0.044
	1.503	0.042
	1.566	0.041
	1.628	0.039
	1.691	0.038
$T_D \leftarrow$	1.754	0.036
	1.861	0.032
	1.968	0.029
	2.075	0.026
	2.181	0.024
	2.288	0.021
	2.395	0.020
	2.502	0.018
	2.609	0.016
	2.716	0.015
	2.823	0.014
	2.930	0.013
	3.037	0.012
	3.144	0.011
	3.251	0.011
	3.358	0.010
	3.465	0.009
	3.572	0.009
	3.679	0.008
	3.786	0.008
	3.893	0.007
	4.000	0.007

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_{sv}	0.010 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.669
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{sv}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_{sv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_{sv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_{sv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_{sv} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.010
T_B	0.050	0.017
T_C	0.150	0.017
	0.235	0.011
	0.320	0.008
	0.405	0.006
	0.490	0.005
	0.575	0.004
	0.660	0.004
	0.745	0.003
	0.830	0.003
	0.915	0.003
T_D	1.000	0.003
	1.094	0.002
	1.188	0.002
	1.281	0.002
	1.375	0.001
	1.469	0.001
	1.563	0.001
	1.656	0.001
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.000
	2.406	0.000
	2.500	0.000
	2.594	0.000
	2.688	0.000
	2.781	0.000
	2.875	0.000
	2.969	0.000
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

6.7.3 Spettro stato limite di operatività (SLO)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLO [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_B = 1.500$ $C_C = 1.710$ [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#) $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➔
 Parametri e punti spettri di risposta ➔

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLO**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.032 g
F_o	2.510
T_c	0.228 s
S_s	1.500
C_c	1.710
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.130 s
T_C	0.390 s
T_D	1.729 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.048
T_B	0.130	0.122
T_C	0.390	0.122
	0.454	0.104
	0.518	0.092
	0.581	0.082
	0.645	0.073
	0.709	0.067
	0.773	0.061
	0.836	0.057
	0.900	0.053
	0.964	0.049
	1.028	0.046
	1.091	0.043
	1.155	0.041
	1.219	0.039
	1.283	0.037
	1.347	0.035
	1.410	0.034
	1.474	0.032
	1.538	0.031
	1.602	0.030
	1.665	0.028
T_D	1.729	0.027
	1.837	0.024
	1.945	0.022
	2.054	0.019
	2.162	0.018
	2.270	0.016
	2.378	0.014
	2.486	0.013
	2.594	0.012
	2.702	0.011
	2.810	0.010
	2.919	0.010
	3.027	0.009
	3.135	0.008
	3.243	0.008
	3.351	0.007
	3.459	0.007
	3.567	0.006
	3.676	0.006
	3.784	0.006
	3.892	0.005
	4.000	0.005

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLO**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLO
a_{ov}	0.008 g
S_a	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.609
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_v}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.008
T_B	0.050	0.013
T_C	0.150	0.013
	0.235	0.008
	0.320	0.006
	0.405	0.005
	0.490	0.004
	0.575	0.003
	0.660	0.003
	0.745	0.003
	0.830	0.002
	0.915	0.002
T_D	1.000	0.002
	1.094	0.002
	1.188	0.001
	1.281	0.001
	1.375	0.001
	1.469	0.001
	1.563	0.001
	1.656	0.001
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.000
	2.125	0.000
	2.219	0.000
	2.313	0.000
	2.406	0.000
	2.500	0.000
	2.594	0.000
	2.688	0.000
	2.781	0.000
	2.875	0.000
	2.969	0.000
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

6.8 SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA

Le spinte del terreno, dell'acqua e dei sovraccarichi variabili a tergo delle spalle del ponte sul Canal Salso sono le seguenti:

La spinta statica del terreno varia con la profondità,

alla base del plinto vale: $S_{T \max} = \gamma H K_0 = 19 \cdot 2.0 \cdot 0.577 = 21.94 \text{ kPa}$

in sommità del plinto vale: $S_{T \max} = \gamma H K_0 = 19 \cdot 0.40 \cdot 0.577 = 4.39 \text{ kPa}$

Si considera il coefficiente di spinta a riposo. Il calcolo è condotto considerando cautelativamente un angolo di attrito di 25° del riempimento in misto di cava stabilizzato.

La spinta idrostatica dell'acqua varia con la profondità e vale:

$S_{W \max} = \gamma H = 10 \cdot 0.75 = 7.5 \text{ kPa}$

Si considera la falda a -0.5 m dalla sommità dell'argine.

La spinta statica dovuta ai sovraccarichi variabili è uniforme e vale:

$S_q = q K_0 = 10 \cdot 0.577 = 5.77 \text{ kPa}$

Si considera un sovraccarico uniforme sul piano stradale dietro le spalle del ponte di 20 kN/m^2 .

La valutazione della spinta dinamica del terreno è condotta, a favore di sicurezza, secondo l'Eurocodice 8 considerando il manufatto una struttura rigida. L'incremento di spinta è costante con la profondità e vale:

$\Delta P_d = a_g/g \cdot S \cdot \gamma H = 0.083 \cdot 1.5 \cdot 19 \cdot 1.65 = 3.90 \text{ kPa}$

6.9 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
P_k	valore caratteristico forza di precompressione o pretensione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\gamma_{G1} = 1.3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_{G2} = 1.5$	(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_p = 1.5$	(0 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
$\gamma_q = 1.35$	folia (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_q = 1.50$	vento (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0.75$	per folia (schema di carico 5)
$\psi_{0i} = 0.60$	per vento
$\psi_{0i} = 0.50$	per neve (per il ponte si può considerare 0)
$\psi_{0i} = 0.60$	per azioni termiche

6.10 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

$$\text{caratteristiche (rare): } F_d = G_1 + G_1 + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{frequenti: } F_d = G_1 + G_1 + P_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{quasi permanenti: } F_d = G_1 + G_2 + P_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

$\Psi_{0i} = 0.75$	$\Psi_{1i} = 0.40 (0.75)^*$	$\Psi_{2i} = 0.0$	per folla
$\Psi_{0i} = 0.60$	$\Psi_{1i} = 0.00$	$\Psi_{2i} = 0.0$	per vento
$\Psi_{0i} = 0.00$	$\Psi_{1i} = 0.00$	$\Psi_{2i} = 0.0$	per neve
$\Psi_{0i} = 0.60$	$\Psi_{1i} = 0.60$	$\Psi_{2i} = 0.5$	per azioni termiche

* agli stati limite di esercizio si considerano due gruppi di carico per la folla, il gruppo 1 con coefficiente $\Psi_{1i} = 0.40$ ed il gruppo 4 con coefficiente $\Psi_{1i} = 0.75$.

6.11 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

E azione sismica
 $\Psi_{2i} = 0.2$ per folla, il valore reale sarebbe 0.0 ma si assume cautelativamente 0.2

La combinazione varia al variare dello stato limite considerato in quanto varia l'azione sismica E e le combinazioni avranno le denominazioni SLV (salvaguardia della vita) e SLD (danno).

Per l'analisi lineare dinamica l'azione sismica E è la combinazione degli effetti sismici calcolati nelle due direzioni principali orizzontali e nella direzione verticale, tra loro combinati secondo la seguente espressione con la rotazione dei coefficienti moltiplicativi:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z.$$

6.12 TABELLE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Nelle tabelle sotto riportate sono esplicitate le combinazioni di carico adottate per il dimensionamento e la verifica delle strutture di elevazione di calcestruzzo e di acciaio.

G1	pesi propri
G2	pesi permanenti portati
Q SC 5	folla
Vy	vento trasversale al ponte
St	spinta statica del terreno
Sw	spinta dell'acqua
Sq	spinta dovuta al sovraccarico stradale

- E-Stx incremento di spinta del terreno in direzione X dovuto al sisma
- Dt +35 variazione termica positiva
- Dt -35 variazione termica negativa
- Ex Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione X
- Ey Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione Y
- Ez Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione Z

Load Combinations																			
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design																			
Load Combination List																			
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Q SC 5(ST)	Vy1(ST)	ST(ST)	SQ(ST)	Sw(ST)	E-STx(ST)	dt +35(ST)	dt -35(ST)	Ex-SLV(RS)	Ey-SLV(RS)	Ex-SLD(RS)	Ey-SLD(RS)	Ez-SLV(RS)	
1	GR4 SLU 1	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000		0.9000							
2	GR4 SLU 2	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000			0.9000						
3	GR4 SLU 3	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.5000	1.3000	1.0100	1.3000		0.9000							
4	GR4 SLU 4	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.5000	1.3000	1.0100	1.3000			0.9000						
5	GR4 SLU 5	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	0.9000	1.3000	1.0100	1.3000		1.5000							
6	GR4 SLU 6	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	0.9000	1.3000	1.0100	1.3000			1.5000						
7	GR4 SLU 7	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		1.3000	1.3500	1.3000									
8	GR4 SLU 8	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000									
9	GR4 SLU 9	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000									
10	GR4 SLU 10	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000		0.9000							
11	GR4 SLU 11	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000			0.9000						
12	GR4 SLU 12	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.3000		1.3000		1.5000							
13	GR4 SLU 13	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.3000		1.3000			1.5000						
14	GR4 SLU 14	Activ	Add	1.3500	1.5000		0.9000	1.3000		1.3000		1.5000							
15	GR4 SLU 15	Activ	Add	1.3500	1.5000		0.9000	1.3000		1.3000			1.5000						
16	GR4 SLU 16	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		1.3000	1.3500	1.3000									
17	SLV 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000				0.3000
18	SLV 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000				0.3000
19	SLV 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000				-0.3000
20	SLV 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000				-0.3000
21	SLV 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000				0.3000
22	SLV 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000				0.3000
23	SLV 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000				-0.3000
24	SLV 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000				-0.3000
25	SLV 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000				0.3000
26	SLV 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000				0.3000
27	SLV 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000				-0.3000
28	SLV 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000				-0.3000
29	SLV 13	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000				0.3000
30	SLV 14	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000				0.3000
31	SLV 15	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000				-0.3000
32	SLV 16	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000				-0.3000
33	SLV 17	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000				-0.3000
34	SLV 18	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000				-0.3000
35	SLV 19	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000				0.3000
36	SLV 20	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000				0.3000
37	SLV 21	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000				-0.3000
38	SLV 22	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000				-0.3000
39	SLV 23	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000				0.3000
40	SLV 24	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000				0.3000
41	SLV 25	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000				-0.3000
42	SLV 26	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000				-0.3000
43	SLV 27	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000				0.3000
44	SLV 28	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000				0.3000
45	SLV 29	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000				-0.3000
46	SLV 30	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000				-0.3000
47	SLV 31	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000				0.3000
48	SLV 32	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000				0.3000
49	SLV 33	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000				1.0000
50	SLV 34	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000				1.0000
51	SLV 35	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000				1.0000
52	SLV 36	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000				1.0000
53	SLV 37	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000				-1.0000
54	SLV 38	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000				-1.0000
55	SLV 39	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000				-1.0000
56	SLV 40	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	1.0000	1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000				-1.0000
57	RARA 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		0.6000							
58	RARA 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000						
59	RARA 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000		0.6000							
60	RARA 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000			0.6000						
61	RARA 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.6000	1.0000	0.7500	1.0000		1.0000							
62	RARA 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.6000	1.0000	0.7500	1.0000			1.0000						
63	RARA 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		0.6000							
64	RARA 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000						
65	RARA 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000		0.6000							
66	RARA 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000				0.6000					
67	RARA 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.6000	1.0000	0.4000	1.0000		1.0000							
68	RARA 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.6000	1.0000	0.4000	1.0000			1.0000						
69	FREQ 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000		0.5000							
70	FREQ 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000			0.5000						
71	FREQ 3	Activ	Add	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000		1.0000		0.6000							
72	FREQ 4	Activ	Add	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000		1.0000			0.6000						
73	QP 1	Activ	Add	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000		1.0000		0.5000							
74	QP 2	Activ	Add	1.0000	1.0000		1.0000	1.0000		1.0000			0.5000						

7 CODICI DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- *MIDAS/Gen Plus* prodotto da *MIDAS Information Technology Co., Ltd.* distribuito in Italia da *CSPFea s.c.* con sede ad Este – PD, utilizzato per le analisi sismiche dell'intero edificio.



- *BeamCAD®* e *PresFLE+®* prodotti da *CONCRETE s.r.l.*, via della Pieve 19, 35121 Padova per la verifica delle travi e delle sezioni in calcestruzzo armato.

I programmi vengono usati dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Nei capitoli che seguono si riportano le descrizioni dei modelli, le sollecitazioni determinate con gli stessi e le deformazioni delle strutture analizzate.

8 ANALISI E VERIFICHE

8.1 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali che compongono il ponte Longo di Murano sono condotte utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tutte le strutture.

La schematizzazione dei plinti di fondazione su pali è fatta con elementi “solid” a 8 nodi dotati di rigidità membranale e flessionale.

I pali di fondazione nuovi e tutte le travi che compongono la struttura portante del ponte in acciaio sono invece schematizzati con elementi monodimensionali tipo “frame” dotati di rigidità flessionale secondo due direzioni e rigidità assiale. Tale schematizzazione permette di determinare con buona precisione le sollecitazioni in tutti gli elementi.

Le travi esistenti sono composte da un piatto centrale alto 90 cm e spesso 12 mm accoppiato a vari profili L 100x100x12 o 120x120x12, tali sezioni composte sono modellate come un unico profilo. Per considerare la corrosione è stato assunto per tutti i profili delle due travi esterne uno spessore di 9 mm che corrisponde ad una perdita di sezione resistente del 25%, mentre per le due travi centrali è stato considerato uno spessore 9 mm per l'anima e 6 mm per 4 dei profili di rinforzo come da immagine in paragrafo 2.1.

Sono stati adottati tre gruppi di vincolo: il primo gruppo “statico” applicato solo ai carichi statici, il secondo gruppo “dinamico” applicato ai carichi dinamici (vento e sisma) ed il terzo gruppo DT applicato alle variazioni termiche. In particolare nei tre gruppi di vincolo possono essere differenziati i vincoli e le cerniere tra gli elementi. I vincoli sono applicati ai pali di fondazione sia in punta sia lungo il fusto.

I vincoli in punta sono applicati con elementi “support” che schematizzano una cerniera in condizioni sismiche mentre sono applicati come molle in condizione statica e per le variazioni termiche. Le molle sono state tarate in funzione del massimo cedimento verticale ammissibile per i pali pari a circa 1.2-1.5% del diametro del palo.

I vincoli applicati su tutta la lunghezza del fusto sono delle molle orizzontali la cui rigidità è stata calcolata in modo iterativo confrontando lo spostamento in testa ottenuto con il modello di calcolo con lo spostamento calcolato con le formule di Matlock e Reese relative a pali lunghi vincolati in testa ad una fondazione che ne permette la traslazione ma non la rotazione.

Sono inoltre applicate delle molle in corrispondenza dei pali esistenti di legno. Dalla relazione di ricerca storica prodotta dallo Studio Associato Arcomai del dott. Davide Busato, redatta nel mese di ottobre 2022, è stato possibile determinare ulteriori informazioni in merito alle fondazioni su pali del ponte. In particolare, come si legge nella citata relazione sono stati infissi a ridosso delle mura della fondamenta n° 6 pali di lunghezza 5.20 m, alla base della fondazione furono infissi i seguenti pali di rovere numero 19 di metri 3 di coronella (lungo il perimetro), n° 12 di lunghezza 3 m, n° 12 di lunghezza 2.4 m e n° 15 di lunghezza 1.60 m per un totale di 58 pali. I pali di legno hanno diametro compreso tra 20 e 25 cm. Trattandosi di pali di differenti lunghezze e senza l'indicazione precisa di una maglia, è stata determinata la portata dei pali per ciascuna lunghezza indicata dalla relazione storica e determinata la capacità è portante totale dei pali esistenti. Le molle introdotte nel modello FEM, per schematizzare i pali esistenti sono i totale 25 per plinto e sono state tarate in modo da avere una reazione massima non superiore alla portata pali rapportata ai 25 punti vincolati. Le molle sono sia verticali sia orizzontali

I nodi tra i vari elementi schematizzano il reale grado di vincolo che si vuole ottenere introducendo appropriate cerniere nei nodi che non devono rappresentare continuità flessionali.

I carichi dell'impalcato sono applicati mediante "floor load" differenziando il peso proprio, il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tale distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi in funzione dell'area di influenza.

I carichi da vento sulla trave di bordo e i carichi dei sottoservizi appesi sono applicati con "element beam load": carichi uniformi sulle travi a cui sono applicati.

Le spinte del terreno in condizioni sismiche e statiche e le spinte dell'acqua sono applicate con pressioni costanti o variabili con la profondità a seconda delle spinte considerate.

L'analisi sismica condotta è l'analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta. L'analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta, il numero di modi di vibrare della struttura e le masse partecipanti.

Le masse partecipanti sono direttamente convertite dal codice di calcolo partendo dai carichi applicati previa la definizione del coefficiente di partecipazione sismica Ψ_{2i} che vale 1 per i carichi permanenti sia strutturali che non strutturali 0.2 per il carico uniforme della folla e 0 per il vento e la neve.

Le immagini che seguono esplicitano gli elementi schematizzati nel codice di calcolo ed alcune condizioni di carico.

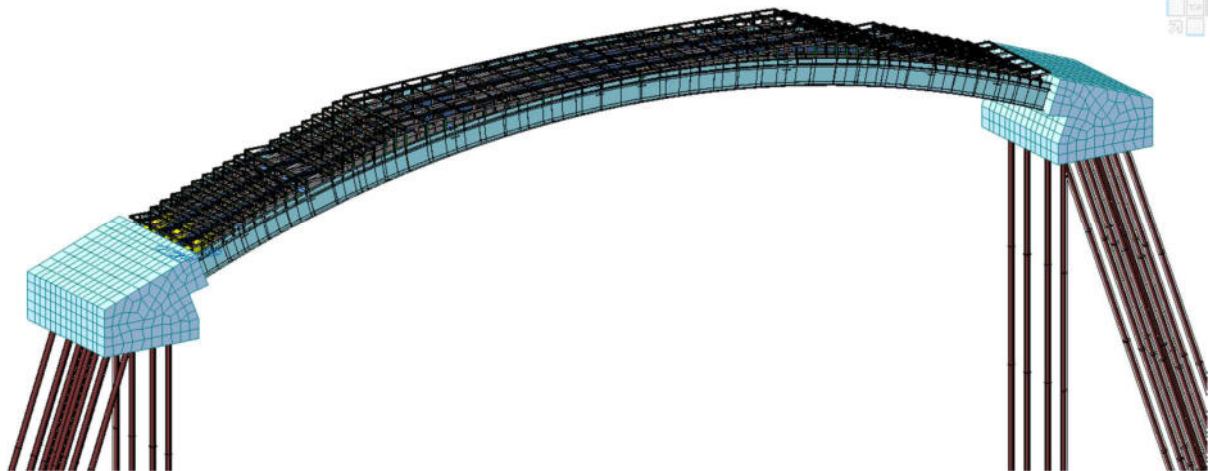


Figura 1 Modello FEM vista prospettica

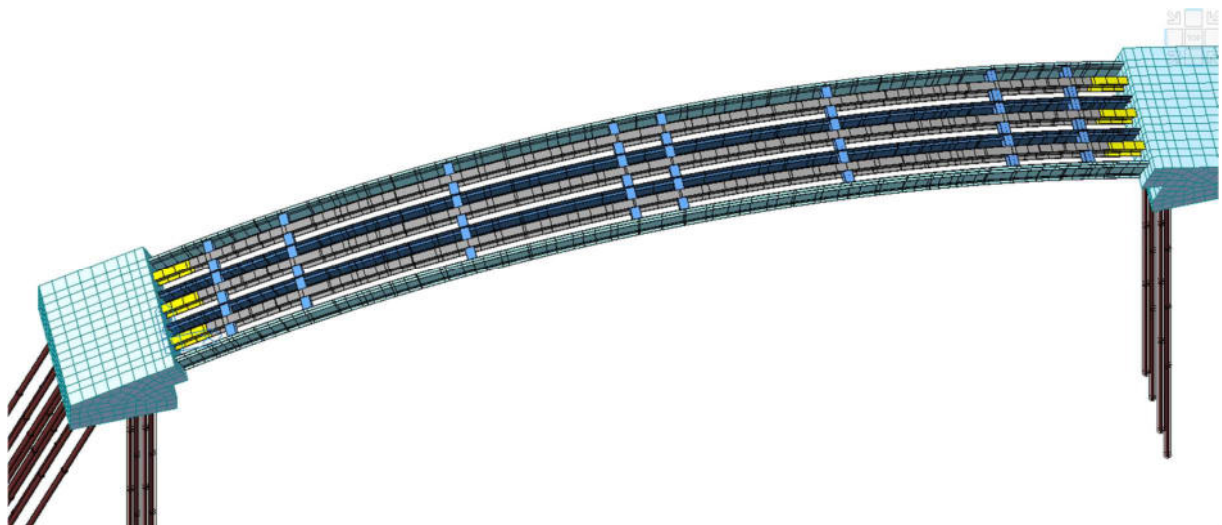


Figura 2 Modello FEM strutture principali

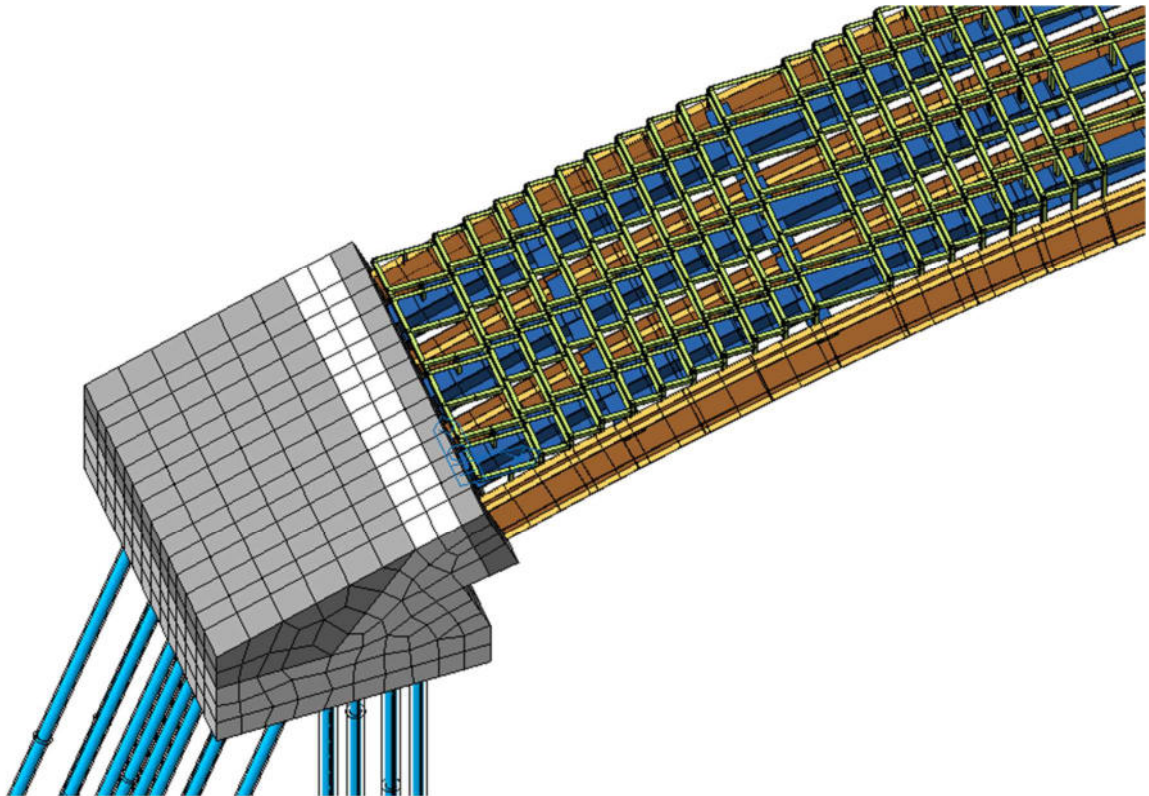


Figura 3 Colorazione materiali

Identificazione dei materiali

- *Plinto esistente – grigio chiaro – calcestruzzo C20/25*
- *Plinto parti nuove – grigio scuro – calcestruzzo C32/40*
- *Micropali – azzurro – calcestruzzo C25/30 armatura S355*
- *Travi esistenti – arancione – acciaio S235*
- *Travi nuove principali e strutture supporto impianti – blu – acciaio S355*
- *Travi nuove secondarie a supporto della pavimentazione lignea – verde chiaro – acciaio S275*

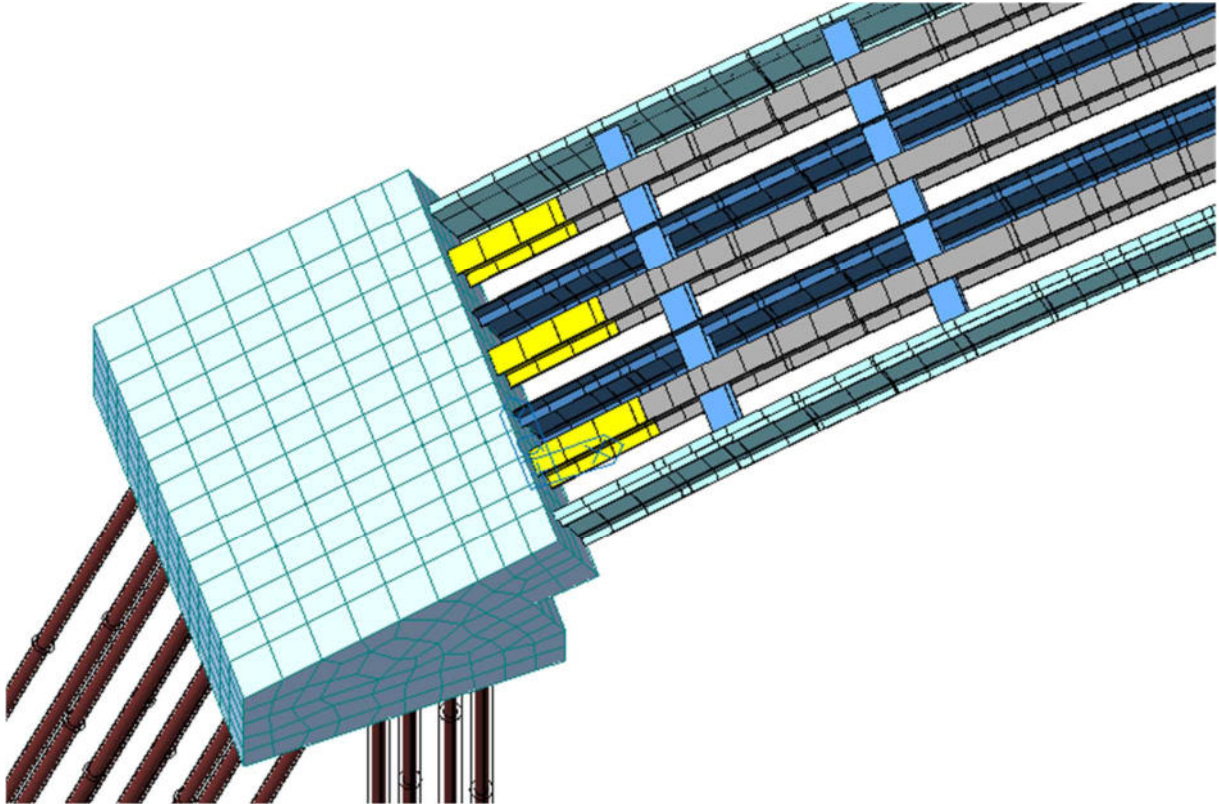


Figura 4 Modello FEM vista prospettica dettaglio strutture principali

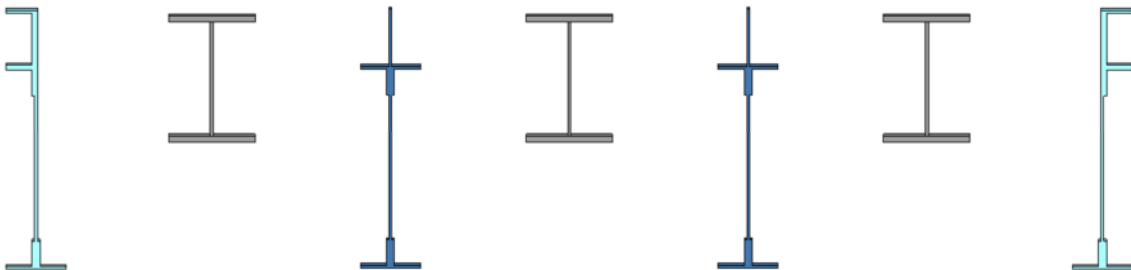


Figura 5 Sezione trasversale tipologica

Identificazione profili e spessori:

- Travi esistenti di bordo – azzurro chiaro - piatti ed L sp 9 mm altezza complessiva 90 cm
- Travi esistenti centrali - blu - - piatto anima 8 mm ed L sp 6 mm altezza complessiva 90 cm
- Travi principali zona attacco plinto – giallo – HEB 450
- Travi principali – grigio – HEA 450
- Travi irrigidimento trasversale – azzurro – HEA 320
- Micropali diametro reso 240 mm, armatura tubo $d=152.4 \times 10$ mm

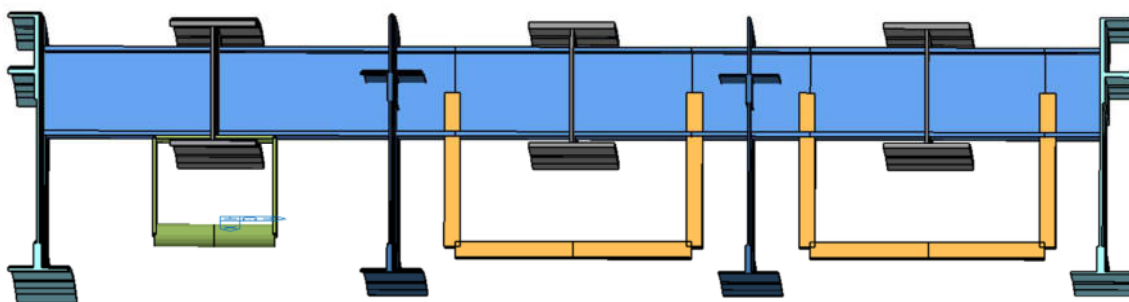


Figura 6 Modello FEM mensola a supporto tubazioni impiantistiche

Identificazione profili e spessori rack sottoservizi:

- Staffa Italgas piatti sagomati sp. 12 mm e rullo (posizione definita da Italgas) ancorate al profilo principale HEA 450.
- Staffe altri sottoservizi: profili laterali e inferiore UPN 120 ancorati alle travi trasversali HEA 320

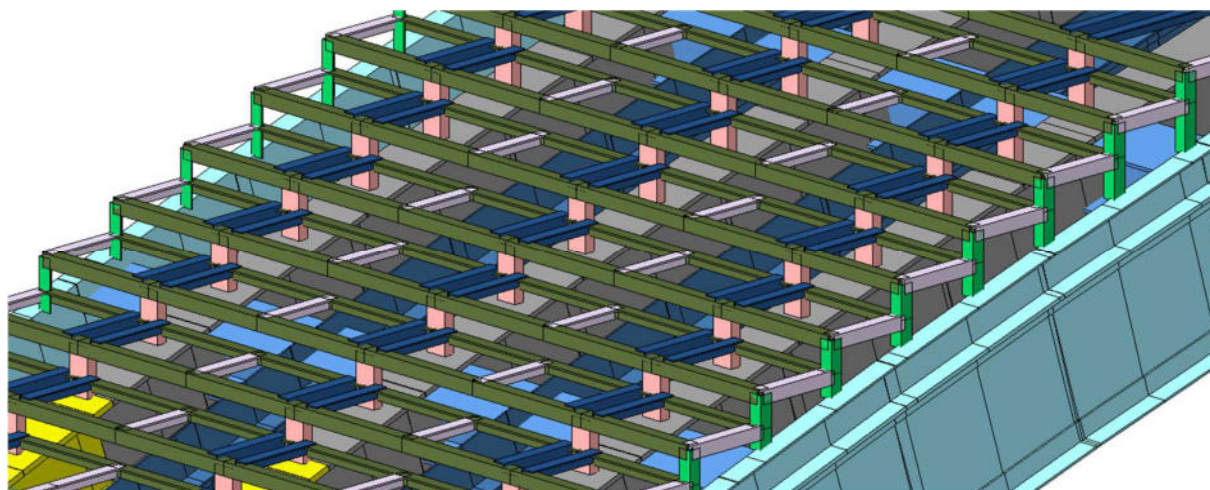


Figura 7 Modello FEM sovrastruttura a sostegno pavimentazione di legno

Identificazione profili e spessori:

- Montanti verticali su travi nuove – rosa – C 100x50x8
- Montanti verticali su travi di bordo esistenti – verde - L 60x8 mm
- Profilo gradini – verde oliva e grigio – L 60x8
- Profili gradini - blu – 2 L 60x6

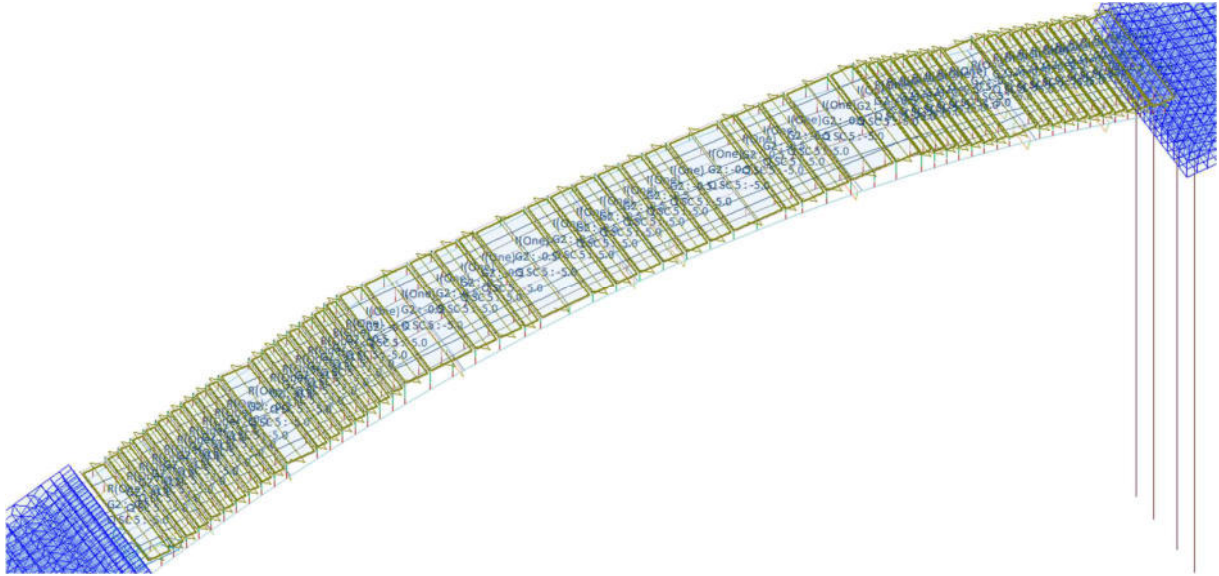


Figura 8 Modello FEM rappresentazione dei carichi sull'impalcato $G2=0.5$ $Q=5.0$ kN/m^2

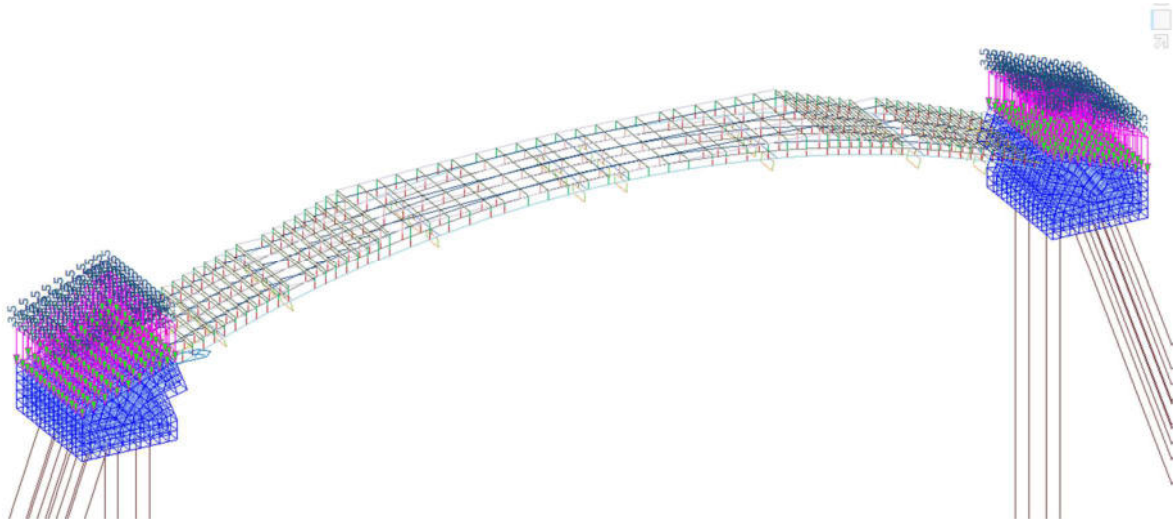


Figura 9 Modello FEM rappresentazione dei carichi permanenti sui plinti di fondazione $G2=3.5$ kN/m^2 .

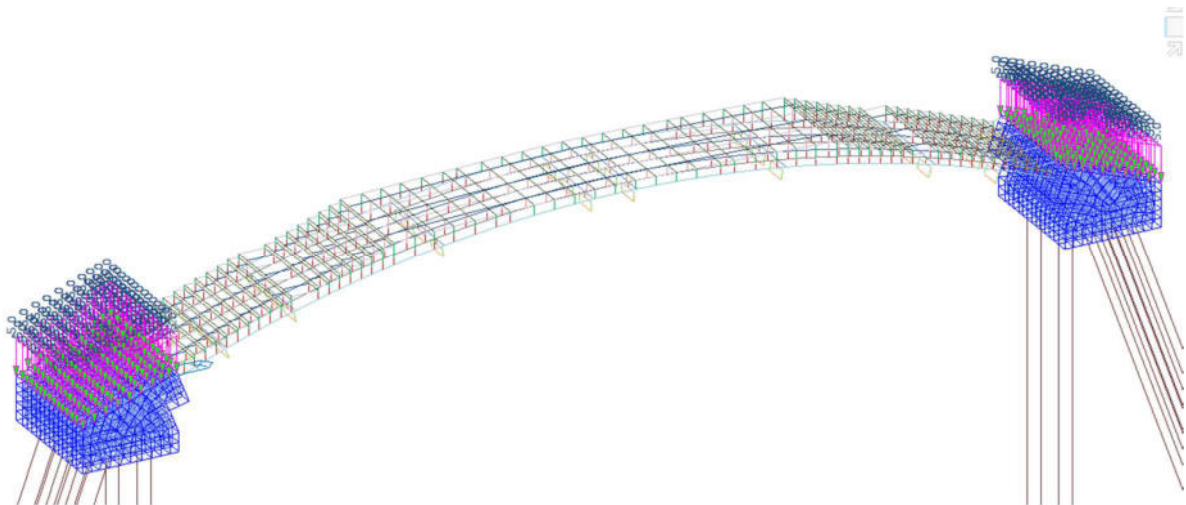


Figura 10 Modello FEM rappresentazione dei carichi variabili sui plinti di fondazione $Q=5.0$ kN/m^2 .

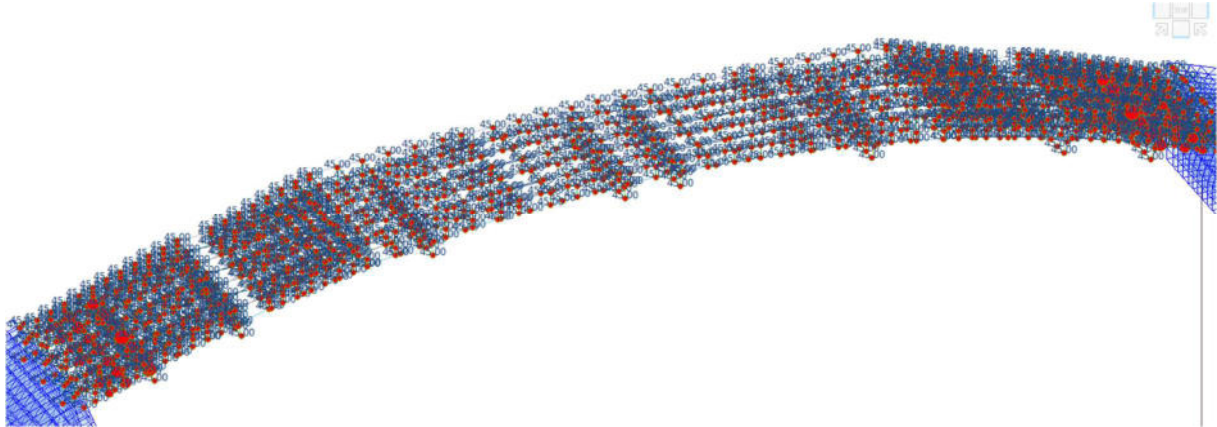


Figura 18 Modello FEM variazione termica $\Delta t +35^{\circ}\text{C}$

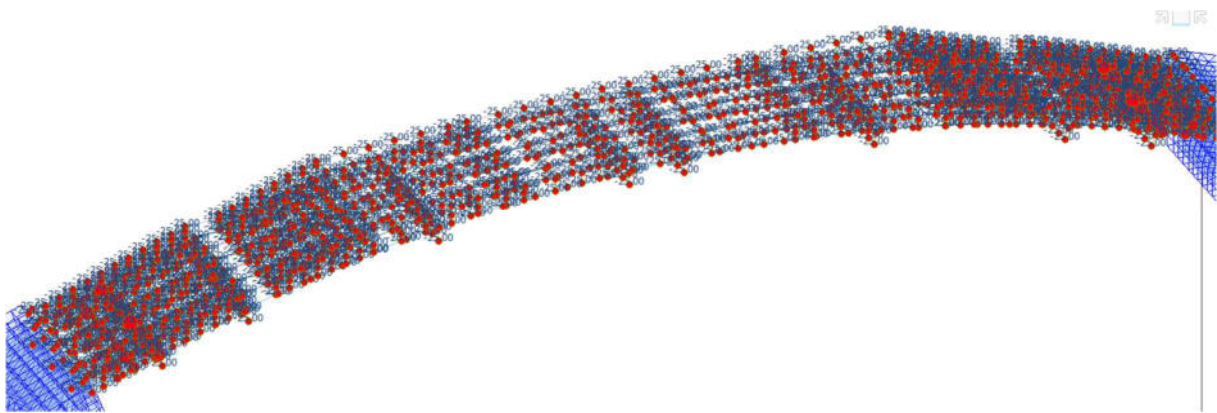


Figura 19 Modello FEM variazione termica $\Delta t -35^{\circ}\text{C}$

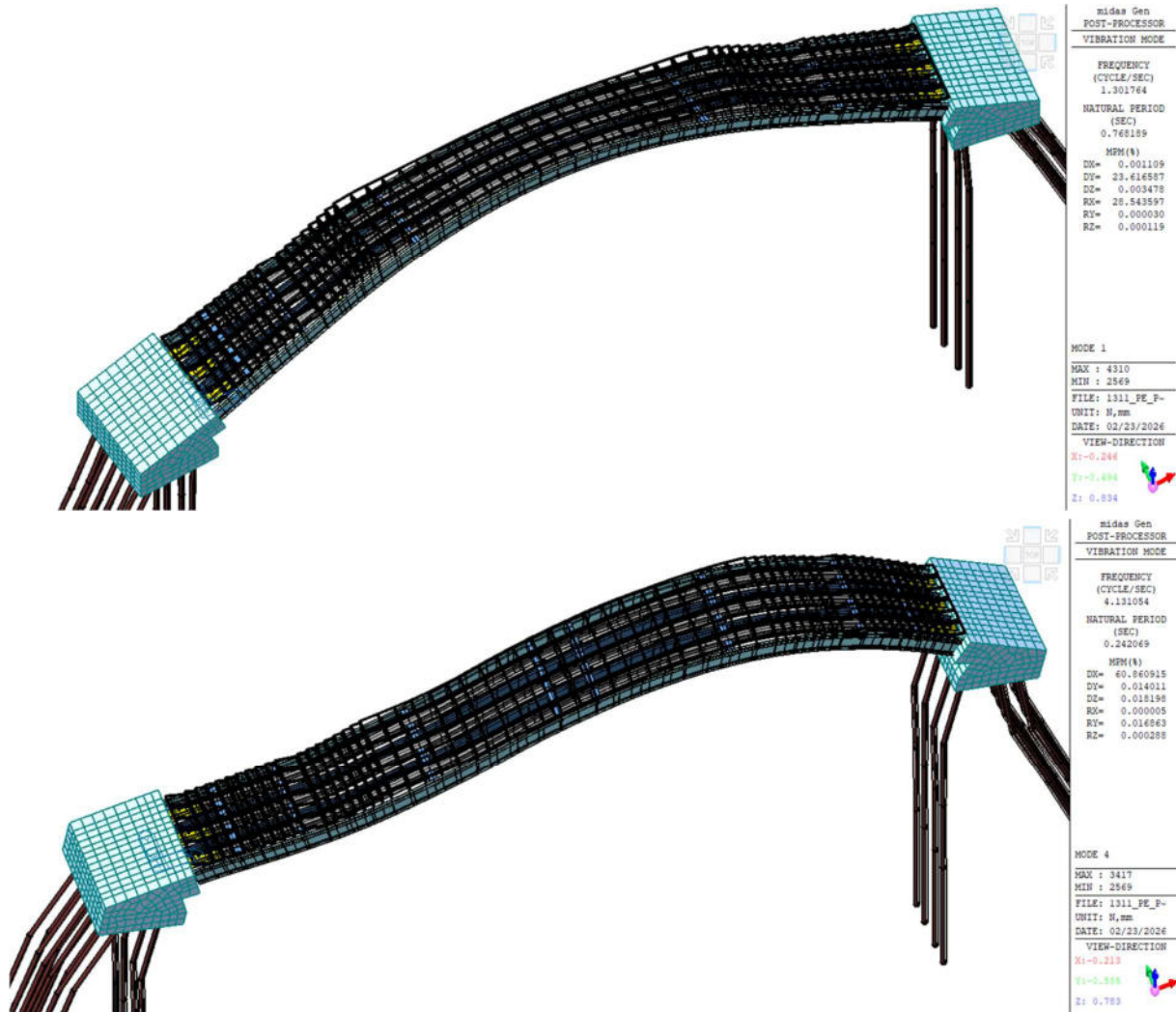
8.2 ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE

La tabella che segue riporta i periodi di vibrazione e la massa partecipante in percentuale per ciascun modo di vibrare considerato e per ciascuna direzione. Sono stati calcolati 180 modi e si riportano i primi 20 e gli ultimi 10. All'ultima riga si vede come le percentuali di massa partecipante delle due direzioni principali superino il limite minimo dell'85%.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	8.1792	1.3018	0.7682	2.2066e-28								
2	19.8953	3.1664	0.3158	2.2066e-28								
3	21.7345	3.4592	0.2891	2.2066e-28								
4	25.9562	4.1311	0.2421	2.2066e-28								
5	26.4981	4.2173	0.2371	2.2066e-28								
6	29.3624	4.6732	0.2140	2.2066e-28								
7	32.3715	5.1521	0.1941	2.2066e-28								
8	37.0592	5.8982	0.1695	2.2066e-28								
9	39.0833	6.2203	0.1608	2.2066e-28								
10	40.7684	6.4885	0.1541	2.2066e-28								
11	40.8556	6.5024	0.1538	2.2066e-28								
12	41.3018	6.5734	0.1521	2.2066e-28								
13	43.3434	6.8983	0.1450	2.2066e-28								
14	44.5783	7.0949	0.1409	2.2066e-28								
15	45.3235	7.2135	0.1386	2.2066e-28								
16	45.7566	7.2824	0.1373	2.2066e-28								
17	45.7909	7.2879	0.1372	2.2066e-28								
18	46.8673	7.4592	0.1341	2.2066e-28								
19	46.8750	7.4604	0.1340	2.2066e-28								
20	47.0400	7.4866	0.1336	2.2066e-28								
169	137.2654	21.8465	0.0458	4.1693e-20								
170	138.0232	21.9671	0.0455	5.3782e-19								
171	138.0242	21.9672	0.0455	1.8320e-18								
172	138.0393	21.9696	0.0455	1.4394e-17								
173	138.0544	21.9720	0.0455	4.3723e-18								
174	138.0799	21.9761	0.0455	2.2287e-18								
175	138.8522	22.0990	0.0453	9.3826e-20								
176	139.5935	22.2170	0.0450	2.5894e-18								
177	139.6470	22.2255	0.0450	5.2713e-17								
178	139.9649	22.2761	0.0449	8.6504e-19								
179	140.0714	22.2931	0.0449	7.2111e-18								
180	140.3228	22.3331	0.0448	3.8519e-17								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0011	0.0011	23.6166	23.6166	0.0035	0.0035	28.5436	28.5436	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001
2	0.0836	0.0847	0.0120	23.6286	12.7269	12.7304	0.0024	28.5459	0.0006	0.0007	0.0021	0.0022
3	0.0000	0.0847	0.2366	23.8652	0.0009	12.7313	0.0005	28.5464	0.0013	0.0020	12.3474	12.3497
4	60.8609	60.9456	0.0140	23.8792	0.0182	12.7495	0.0000	28.5464	0.0169	0.0189	0.0003	12.3499
5	0.2366	61.1822	18.3568	42.2360	0.0037	12.7532	0.1238	28.6703	0.0000	0.0189	0.0074	12.3573
6	0.0191	61.2013	26.4638	68.6998	0.0087	12.7619	0.0026	28.6729	0.0010	0.0199	0.0010	12.3583
7	0.0064	61.2077	10.9127	79.6125	0.0000	12.7619	0.0075	28.6804	0.0015	0.0214	0.1206	12.4789
8	18.0001	79.2078	0.0038	79.6163	0.0041	12.7660	0.0001	28.6805	7.2047	7.2261	0.0152	12.4940
9	0.7023	79.9101	0.0128	79.6291	0.0004	12.7663	0.0004	28.6809	0.3405	7.5668	0.1092	12.6032
10	0.0053	79.9153	0.3937	80.0228	0.0001	12.7664	0.1871	28.6880	0.0048	7.5714	0.1452	12.7484
11	0.0012	79.9165	0.6813	80.7041	0.0005	12.7669	0.1543	29.0223	0.0027	7.5740	0.1197	12.8681
12	0.0009	79.9174	0.1030	80.8071	0.0000	12.7669	0.0757	29.0980	0.0002	7.5742	0.0000	12.8681
13	0.0172	79.9346	0.0934	80.9006	0.0006	12.7676	0.0000	29.0980	0.0033	7.5775	0.2086	13.0767
14	0.0000	79.9347	0.0005	80.9011	0.0003	12.7678	0.0042	29.1022	0.0000	7.5775	0.0000	13.0767
15	0.0002	79.9349	0.0063	80.9074	0.0002	12.7681	0.0000	29.1022	0.0000	7.5775	0.0682	13.1449
16	0.0000	79.9349	0.0000	80.9074	0.0000	12.7681	0.0000	29.1022	0.0000	7.5775	0.0000	13.1449
17	0.0000	79.9349	0.0001	80.9075	0.0000	12.7681	0.0000	29.1022	0.0000	7.5775	0.0002	13.1451
18	0.0000	79.9349	0.0000	80.9075	0.0000	12.7681	0.0000	29.1022	0.0000	7.5775	0.0000	13.1451
19	0.0000	79.9349	0.0000	80.9075	0.0000	12.7681	0.0000	29.1022	0.0000	7.5775	0.0000	13.1451
20	0.0012	79.9361	0.0120	80.9195	0.0007	12.7688	0.0001	29.1024	0.0000	7.5775	0.0997	13.2448

170	0.0349	87.8569	0.0001	89.1343	0.0319	95.4014	0.0001	61.0683	0.0083	32.4116	0.0000	42.4227
171	0.0018	87.8587	0.0000	89.1343	0.0016	95.4030	0.0000	61.0684	0.0004	32.4120	0.0001	42.4228
172	0.0001	87.8588	0.0085	89.1428	0.0000	95.4031	0.0215	61.0899	0.0000	32.4120	0.0298	42.4526
173	0.0964	87.9552	0.0000	89.1428	0.0582	95.4612	0.0003	61.0902	0.0686	32.4806	0.0002	42.4528
174	0.0001	87.9553	0.2009	89.3437	0.0000	95.4612	0.0565	61.1467	0.0000	32.4806	0.8102	43.2630
175	0.0244	87.9798	0.0000	89.3437	0.0548	95.5161	0.0004	61.1472	0.0006	32.4813	0.0006	43.2636
176	0.5207	88.5005	0.0000	89.3437	0.0683	95.5843	0.0062	61.1534	0.7998	33.2810	0.0101	43.2737
177	0.0067	88.5071	0.0002	89.3439	0.1377	95.7220	0.0164	61.1698	0.0042	33.2853	0.0132	43.2869
178	0.0006	88.5077	0.0000	89.3440	1.9143	97.6363	0.0010	61.1708	0.0000	33.2853	0.0059	43.2928
179	0.0000	88.5077	0.0266	89.3706	0.0004	97.6367	0.0291	61.1999	0.0002	33.2854	0.1423	43.4351
180	0.0042	88.5119	0.0000	89.3706	0.0486	97.6853	0.0096	61.2096	0.0507	33.3362	0.0475	43.4826

Le figure seguenti riportano le deformate associate ai modi di vibrare n° 1 e 4.



Le tabelle seguenti riportano la sommatoria dei carichi nelle varie condizioni elementari di carico nelle direzioni x, y e z.

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ST	0.000	0.000	0.000	-0.063	0.000	-0.063
SQ	0.000	0.000	0.000	42.467	0.000	42.467
Sw	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-STx	0.000	0.000	0.000	28.704	0.000	28.704
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt -35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	0.000	0.000	71.108	0.000	71.108

asse x

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	44.490	0.000	0.000	0.000	44.490
ST	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SQ	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sw	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-STx	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt -35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	44.490	0.000	0.000	0.000	44.490

asse y

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-2955.66	-2955.66
G2	0.00	-132.67	-60.56	-119.79	0.00	-313.02
Q SC 5	0.00	0.00	-605.64	-171.12	0.00	-776.76
Vy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sw	0.00	0.00	0.00	246.38	0.00	246.38
E-STx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
dt +35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
dt -35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.00	-132.67	-666.20	-44.53	-2955.66	-3799.06

asse z

Story	Level (m)	Nodal Mass (kN/g)	Load To Masses (kN/g)	Diaphragm Mass (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
	Total	0.0000	32.0582	0.0000	301.4136	333.4717

masse totali kN/g

8.3 DEFORMAZIONI VERTICALI

Nel presente paragrafo vengono trattate le deformazioni verticali.

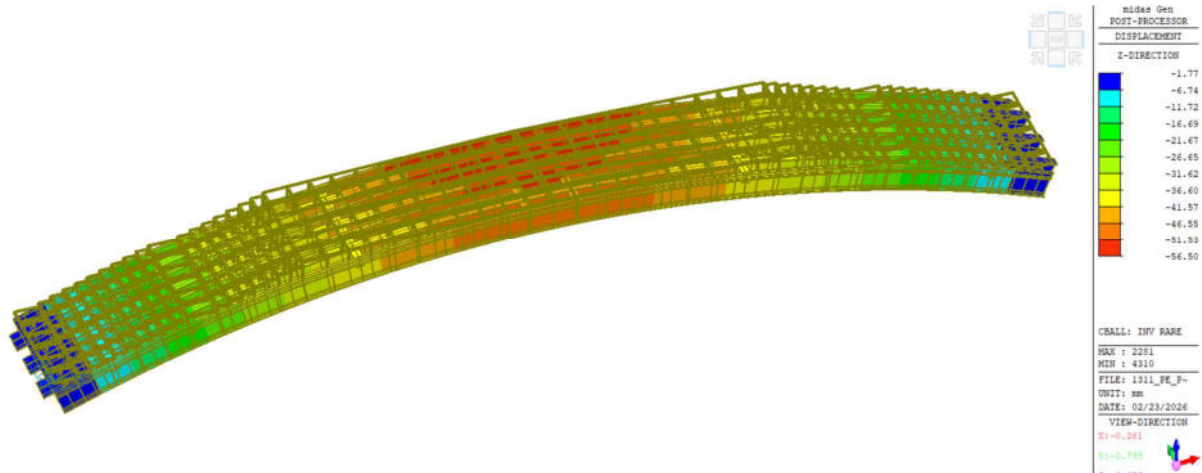


Figura 20 Deformazioni verticali nell'involuppo delle combinazioni rare.

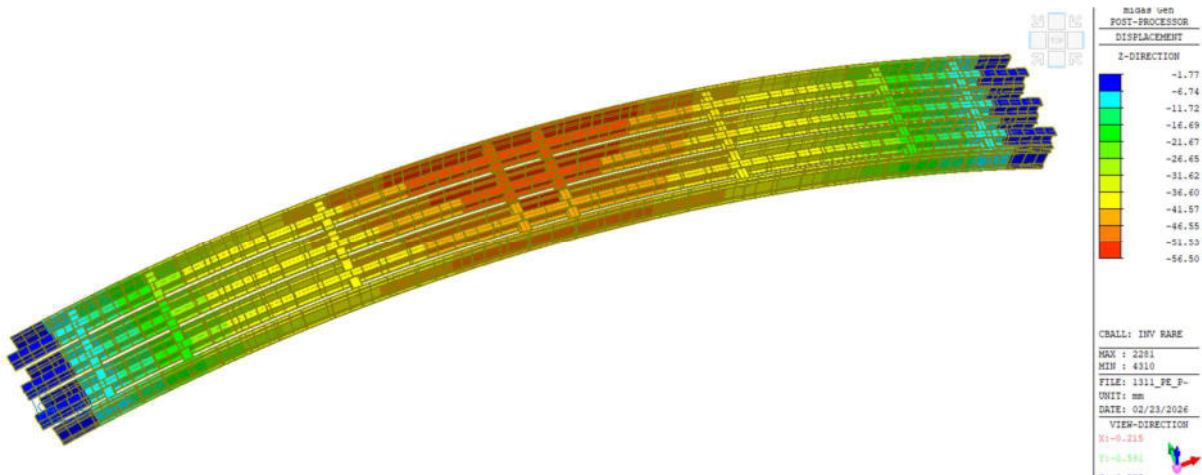


Figura 21 Deformazioni verticali travi principali nell'involuppo delle combinazioni rare

Il rapporto di inflessione delle travi principali del ponte riporta:

$$L/dz = 32600/56.5 = 576 > 400$$

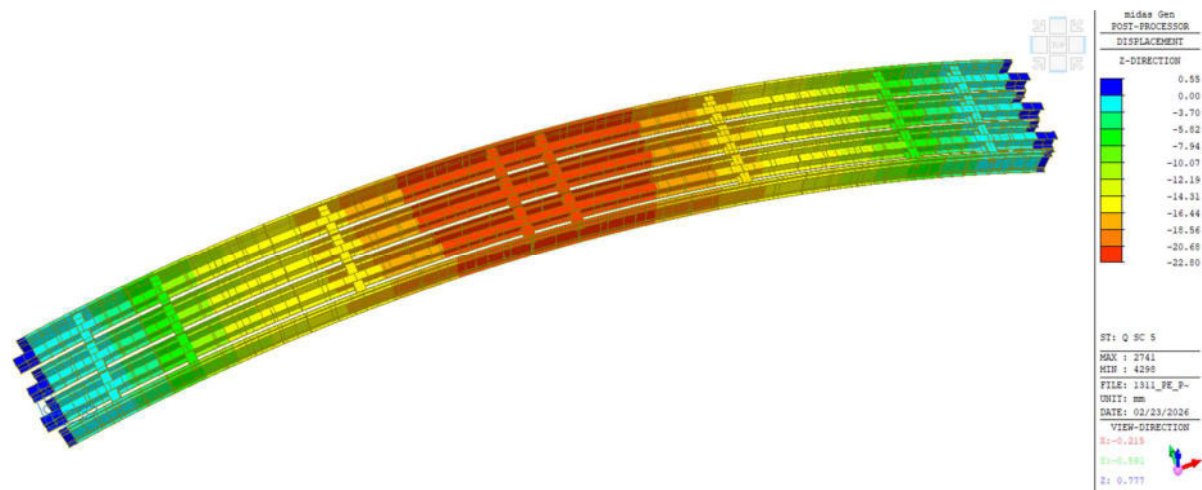


Figura 22 Deformazioni verticali per sovraccarichi variabili (Q sc 5).

8.4 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI

Le figure seguenti riportano lo spostamento vettoriale D_{xy} nell'involuppo delle combinazioni rare e agli SLU e SLV delle strutture principali del ponte.

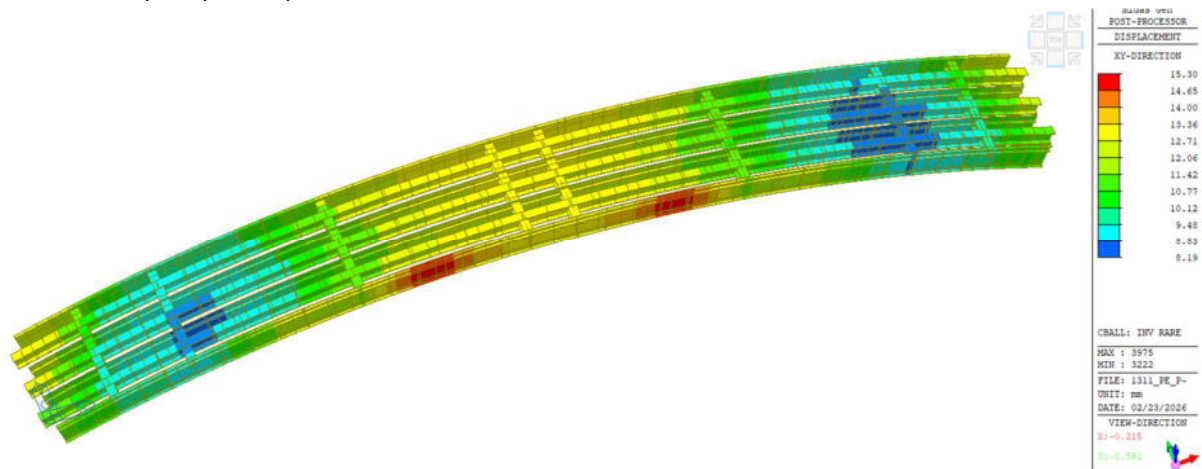


Figura 23 Spostamenti Dxy involuppo combinazioni rare

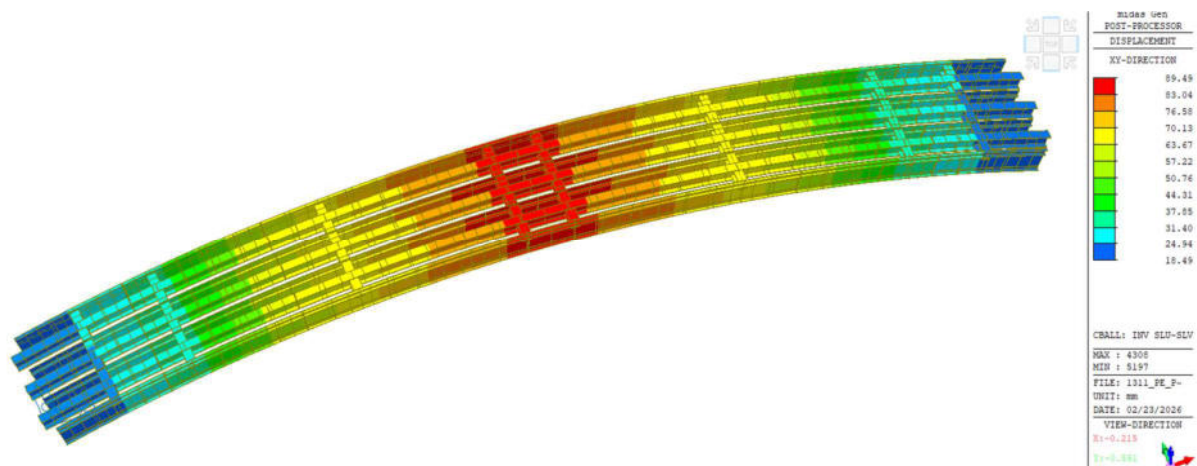


Figura 24 Spostamenti Dxy involuppo combinazioni SLU - SLV

Il rapporto di inflessione orizzontale delle travi principali del ponte riporta:

$$L/dz = 32600/(89.5-18.5) = 459 > 400$$

8.5 FONDAZIONI

Nel modello di calcolo agli elementi finiti sono rappresentati solo i nuovi micropali con elementi tipo "beam", i pali esistenti sono schematizzati attraverso l'impiego di 25 molle per plinto opportunamente tarate in modo da non superare la portata complessiva per carico verticale e per taglio offerta dai pali esistenti.

8.5.1 Calcolo della capacità portante dei pali – carico verticale

I pali esistenti sono pali infissi di legno con diametro compreso tra 20 e 25 cm e lunghezze comprese tra 170 cm e 520 cm.

I pali nuovi sono micropali con armatura tubolare metallica $d=152.4 \times 10$ mm e diametro reso 240 mm. La lunghezza effettiva dalla base del plinto è di 18 m.

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto mediante le formule statiche valide per pali di piccolo diametro.

Nelle verifiche dei pali a compressione la resistenza ultima del palo è somma della resistenza di punta e della resistenza per attrito laterale; nelle verifiche dei pali a trazione si considera unicamente l'attrito laterale.

La capacità portante limite vale:

$$Q_{lim} = Q_l + Q_p$$

dove:

$$Q_l = \text{resistenza per attrito laterale} \quad Q_l = \sum_{i=1}^n \alpha_i c_{ui} + \sum_{i=1}^n K_i A_{Li} \sigma'_{vi} \operatorname{tg} \delta_i$$

Q_p = resistenza alla punta che vale:

$$\text{in condizioni drenate, terreni incoerenti} \quad Q_p = A_p \cdot (Nq^* \cdot \sigma'_v)$$

essendo:

A_p	area base del palo;
A_L	area laterale nei vari strati del terreno = $\pi D L_i$
σ'_{vi}	pressione efficace verticale media nello strato i -esimo.
αc_u	resistenza di attrito negli strati coesivi, con α fattore di adesione palo-terreno funzione di c_u e del tipo di palo;
δ	angolo di attrito palo/terreno: $\delta = \varphi$
K	coefficiente di spinta orizzontale = 1.10-1.20;
Nq^*	indica il fattore di capacità portante alla punta.

Per il calcolo delle tensioni efficaci è stato considerato un peso di volume del terreno medio pari a 18.5 kN/m³.

I valori del coefficiente di adesione α sono stati determinati dalle tabelle proposte dall'AGI.

Utilizzando l'approccio 2 previsto dal par. 6.4.3.1 del DM 17.01.2018 (A1+M1+R3), ovvero applicando ai parametri geotecnici del terreno un coefficiente parziale pari a 1.0 si calcolano le resistenze caratteristiche a compressione e a trazione per le verticali di cui si hanno a disposizione i parametri geotecnici.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è calcolato rispettivamente come:

8.5.1.3 Pali legno d= 200 mm L= 3.00 m

LAVORO		Fondazioni ponte Longo Murano							
TIPO DI VERIFICA		A1+M1+R3							
TIPOLOGIA PALI		PALI LEGNO D=200 mm L=300 cm							
Peso di volume	(kN/m ³)	19.0						L _{palo netta} (m)	3.00
Profondità falda	(m)	0.00						L _{tratto fuori falda} (m)	0.00
Profondità punta palo	(m)	4						L _{tratto sotto falda} (m)	3.00
Tensione eff. alla punta	(kPa)	41							
Nc	(-)	12							
Peso palo	(kN)	0.09							
Sovraccarico alla testa pali	(kN/m ²)	5							
uso delta = fi									
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	α	p'	φ	k	tan(δ)	Q
(m)	(m)	(m)	(kPa)	(-)	(kPa)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0.00	3.00	0.20	19.7	1.00	18.50			0.000	37.1
								Resistenza laterale limite	(kN) 37.1
								Resistenza di punta limite	(kN) 8.7

Le resistenze caratteristiche risultano:

Resistenza caratteristica Rc,k compressione	26.9 (kN)
Resistenza caratteristica Rt,k trazione	21.8 (kN)

La resistenza di progetto R_d risultano:

coeff totali	Resistenza di progetto Rd compressione	23.4 (kN)
	Resistenza di progetto Rd trazione	17.5 (kN)
coeff divisi punta e laterale	Resistenza di progetto Rd compressione	23.3 (kN)

8.5.1.4 Pali legno d= 250 mm L= 5.20 m

LAVORO		Fondazioni ponte Longo Murano							
TIPO DI VERIFICA		A1+M1+R3							
TIPOLOGIA PALI		PALI LEGNO D=250 mm L=520 cm							
Peso di volume	(kN/m ³)	19.0						L _{palo netta} (m)	5.20
Profondità falda	(m)	0.00						L _{tratto fuori falda} (m)	0.00
Profondità punta palo	(m)	6.2						L _{tratto sotto falda} (m)	5.20
Tensione eff. alla punta	(kPa)	61							
Nc	(-)	12							
Peso palo	(kN)	0.26							
Sovraccarico alla testa pali	(kN/m ²)	5							
uso delta = fi									
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	α	p'	φ	k	tan(δ)	Q
(m)	(m)	(m)	(kPa)	(-)	(kPa)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0.00	5.20	0.25	19.7	1.00	28.40			0.000	80.4
								Resistenza laterale limite	(kN) 80.4
								Resistenza di punta limite	(kN) 14.6

Le resistenze caratteristiche risultano:

Resistenza caratteristica Rc,k compressione	55.7 (kN)
Resistenza caratteristica Rt,k trazione	47.3 (kN)

raggiunge il valore M_y , (momento di plasticizzazione). A questo punto si forma nella sezione una cerniera plastica e la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Mediante la teoria di Matlock e Reese si determina inoltre, in funzione del rapporto L/λ , se il palo di fondazione può essere definito palo "Lungo", palo "Intermedio" o palo "Corto".

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$$
 lunghezza caratteristica del palo per terreni in cui il modulo di reazione orizzontale varia con la profondità;

dove:

$E_p = 206000$ MPa (armatura metallica micropali nuovi)

$E_p = 11000$ MPa (pali di legno esistenti)

J_p = momento d'inerzia del palo

D = diametro del palo

n_h = costante di reazione assunta pari a 0.2 kg/cm^3 corrispondente ad un terreno argilloso normalmente consolidato.

Nel caso di palo incastrato in sommità si può considerare

Lungo se $L > 4 \lambda$

Corto se $L < 2 \lambda$

Intermedio se $2 \lambda < L < 4 \lambda$

Dalla risoluzione di equazioni che impongono l'equilibrio delle forze e dei momenti agenti sul palo si determina la forza massima orizzontale che il palo può sopportare senza che si verifichi la condizione di rottura del terreno o del palo stesso.

Il carico limite orizzontale per pali lunghi impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti vale:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.5 + 36 \frac{M_y}{C_u d^3}}$$

Il carico limite orizzontale per pali intermedi impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti vale:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -9 \left(1.5 + \frac{L}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{C_u d^3}} + 4.5$$

Il carico limite orizzontale per pali corti impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti vale

$$H = 9 \cdot C_u \cdot d \cdot (L - 1.5d)$$

Dove:

$c_u = 20$ kPa

coesione non drenata

d

diametro del palo

M_y

momento di plasticizzazione (in assenza di sforzo normale)

L

lunghezza del palo

Le formule precedenti determinano il valore della resistenza laterale limite, a tale valore si applica il coefficiente parziale $\xi_3 = 1.7$ che tiene in considerazione il numero di verticali indagate ed il coefficiente parziale $R_3 = 1.30$.

Inoltre si assume nel calcolo un coefficiente riduttivo della capacità portante per considerare la riduzione della capacità portante orizzontale dovuta all'effetto gruppo dei pali pari a 0.78 per i pali nuovi e 0.5 per i pali di legno esistenti.

La tabella che segue riassume per tutti i pali esistenti e di progetto i carichi orizzontali limite ed ammissibili, il momento di plasticizzazione della sezione dei pali, la lunghezza effettiva e la lunghezza caratteristica e la tipologia di palo.

M_y	M_y	λ	Tipologia	H_{lim}	H_{amm} SLU
Palo legno d=200 mm l= 1.7 m	8.79 kNm	0.84	Corto	48.6 kN	10.9 kN
Palo legno d=200 mm l= 2.4 m	8.79 kNm	0.84	Intermedio	31.0 kN	7.01 kN
Palo legno d=200 mm l= 3.0 m	8.79 kNm	0.84	Intermedio	38.8 kN	8.77 kN
Palo legno d=250 mm l= 5.2 m	17.10 kNm	1.01	Lungo	41.20 kN	9.33 kN
Micropalo con armatura d=152.4x10 S 355	72.06 kNm	1.15	Lungo	97.10 kN	34.28 kN

8.5.3 Verifiche di capacità portante dei pali e verifiche strutturali dei pali

Le reazioni verticali ed orizzontali massime nei pali sono determinate direttamente dal modello di calcolo e tengono già in considerazione di tutti i carichi verticali e della ripartizione delle sollecitazioni flessionali in funzione della rigidità della fondazione.

L'analisi sismica è stata condotta con fattore di struttura unitario e non risulta quindi necessario applicare fattore di sovra resistenza.

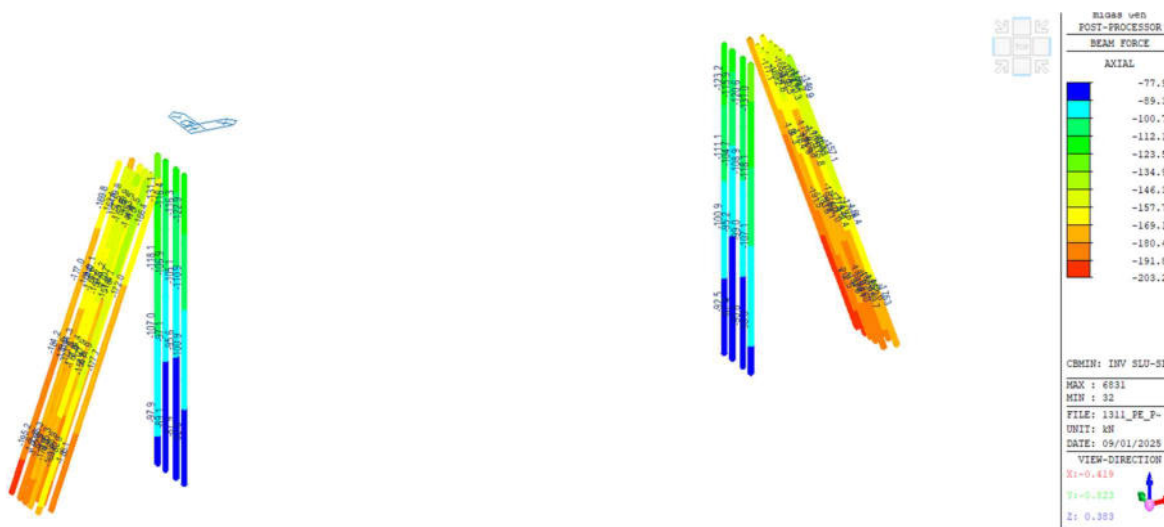


Figura 25 Sforzo assiale massimo nei pali determinato nell'involuppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

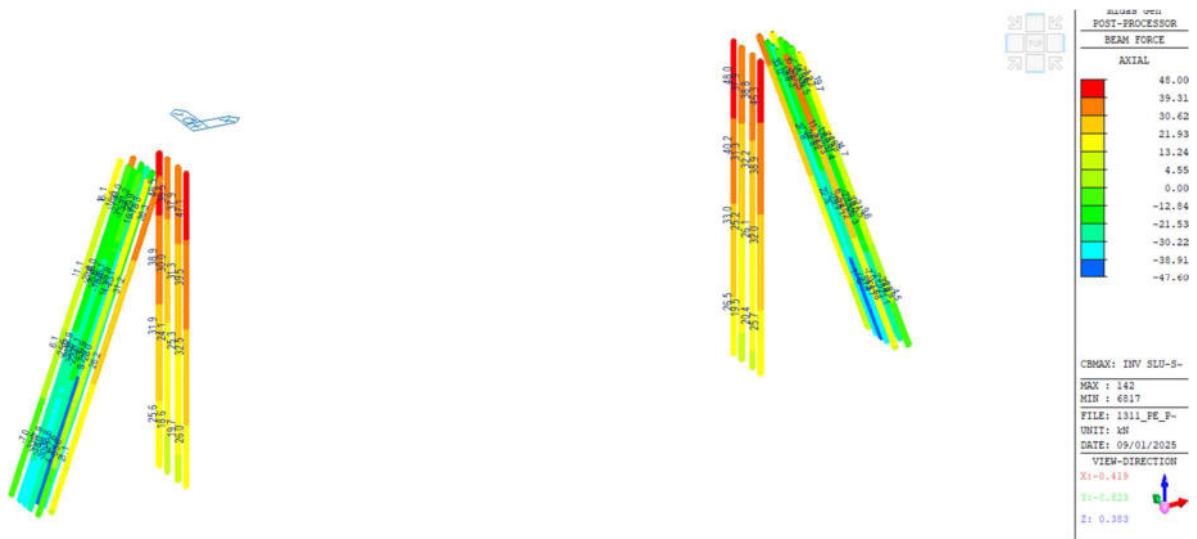


Figura 26 Sforzo assiale minimo nei pali determinato nell'involuppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

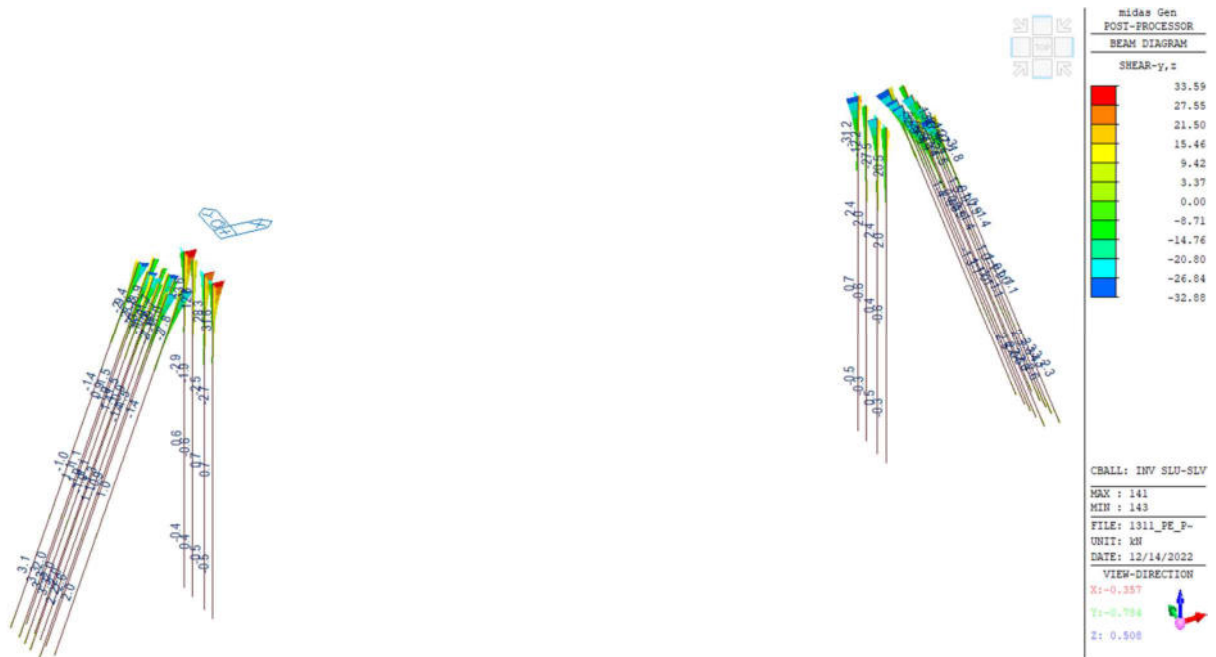


Figura 27 Sforzi di taglio Vy e Vz determinati nell'involuppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

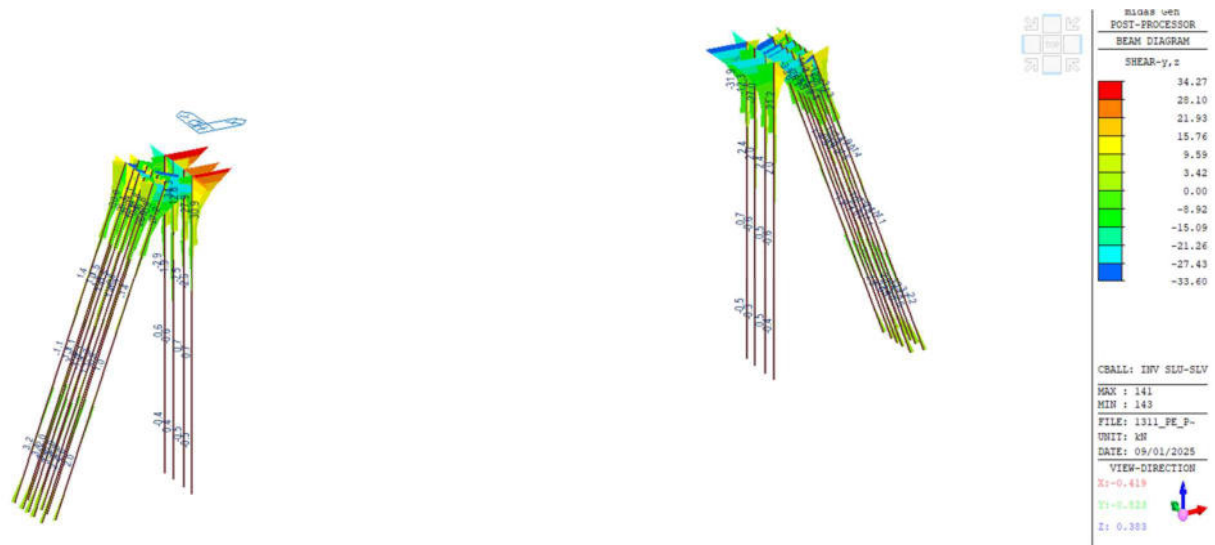


Figura 28 Sollecitazioni flessionali My e Mz determinati nell'involuppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

Le verifiche di capacità portante sono soddisfatte e riportano:

$$R_{\max} = 203.3 \text{ kN} < R_{c,d} = 205.6 \text{ kN}$$

$$R_{\min} = 48.0 \text{ kN} < R_{c,d} = 169.8 \text{ kN}$$

$$T = 34.27 < 34.28 \text{ kN}$$

Le caratteristiche dell'armatura del micropalo sono:

Diametro esterno nominale	D	152.40 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	132.40 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	44.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	1140 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.05 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	150 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	203 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	2279 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	299 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	152.40 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	15.24 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

La verifica strutturale più significativa è condotta in combinazione SLV 7 che massimizza il momento flettente.

Sollecitazioni massime nei pali:

Micropali								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
32	GR4 SLU 1	J[32]	-203.28	1.95	0.00	0.00	0.00	-0.36
142	SLV 3	I[422]	48.00	-13.69	-5.87	0.00	-5.11	-9.59
143	SLV 5	I[426]	-166.69	-33.60	8.49	0.00	-7.87	-26.73
141	SLV 7	I[417]	-74.19	34.27	23.54	0.00	21.02	30.20
111	SLV 23	I[197]	-109.47	25.68	-22.33	0.00	-19.81	23.50
111	SLV 7	I[197]	34.74	-5.36	23.68	0.00	20.94	-7.03
1	GR4 SLU 1	I[37]	-158.79	-1.74	0.00	0.00	0.00	-1.29
1	GR4 SLU 1	I[37]	-158.79	-1.74	0.00	0.00	0.00	-1.29
6797	SLV 23	I[263]	-79.10	14.68	-22.22	0.00	-19.92	13.21
142	SLV 5	I[422]	-63.04	-31.90	23.63	0.00	21.10	-28.22
142	SLV 5	I[422]	-63.04	-31.90	23.63	0.00	21.10	-28.22
141	SLV 7	I[417]	-74.19	34.27	23.54	0.00	21.02	30.20

Nella tabella che segue viene riportata la resistenza assiale plastica, resistenza a flessione con riduzione per lo sforzo assiale e la verifica a pressoflessione.

Micropali						
Elem	Load	$N_{pl,Rd}$ (kN)	n	$M_{N,yz,Rd}$ (kNm)	$(M_{y,ed} / M_{N,y,Rd}) + (M_{z,ed} / M_{N,z,Rd})$	Verifica pressoflessione
32	GR4 SLU 1	1511.29	0.134508	59.40	0.006	VERIFICATO
142	SLV 3	1511.29	0.031761	66.45	0.221	VERIFICATO
143	SLV 5	1511.29	0.110297	61.06	0.567	VERIFICATO
141	SLV 7	1511.29	0.049091	65.26	0.785	VERIFICATO
111	SLV 23	1511.29	0.072435	63.66	0.680	VERIFICATO
111	SLV 7	1511.29	0.022987	67.06	0.417	VERIFICATO
1	GR4 SLU 1	1511.29	0.105069	61.42	0.021	VERIFICATO
1	GR4 SLU 1	1511.29	0.105069	61.42	0.021	VERIFICATO
6797	SLV 23	1511.29	0.05234	65.04	0.509	VERIFICATO
142	SLV 5	1511.29	0.041713	65.77	0.750	VERIFICATO
142	SLV 5	1511.29	0.041713	65.77	0.750	VERIFICATO
141	SLV 7	1511.29	0.049091	65.26	0.785	VERIFICATO

Si riportano di seguito anche le deformazioni orizzontali in sommità dei pali determinate agli stati limite ultimi ed il confronto con lo spostamento valutato con le formule di Matlock e Reese per indicare la correttezza delle molle orizzontali applicate lungo il fusto dei pali.

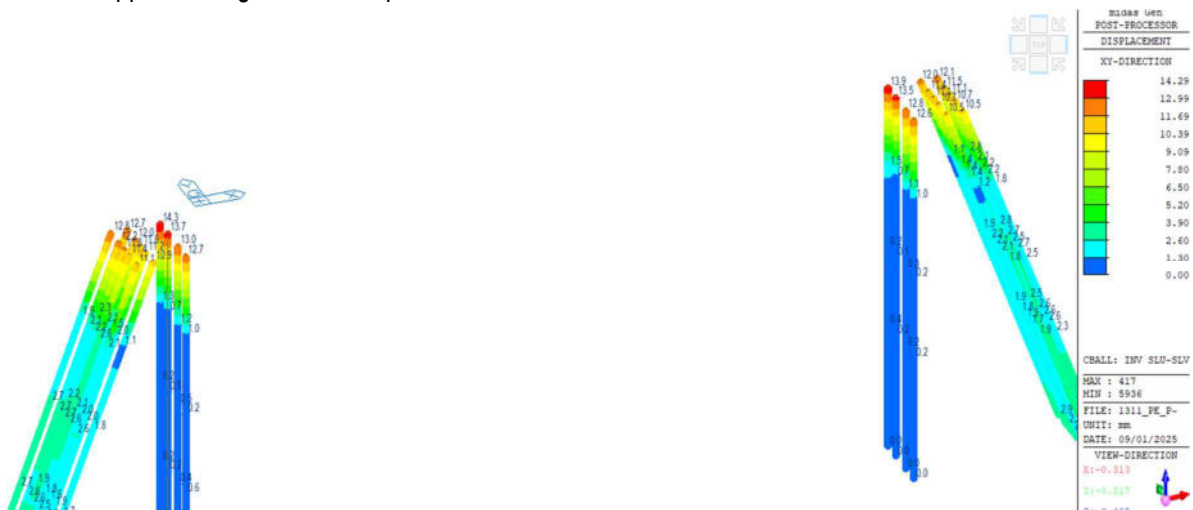


Figura 29 Deformazioni orizzontali nell'involuppo delle combinazioni agli SLU e SLV.

Lo spostamento in sommità con le formule sopra citate vale:

$$y_0 = 0.93 \cdot 3359 / [0.25^{3/5} \cdot (2060000 \cdot 862)^{2/5}] = 1.43 \text{ cm} \approx 14.29 \text{ mm del modello.}$$

8.5.4 Verifiche capacità portante pali esistenti di legno

Le tabelle seguenti riportano la capacità portante complessiva sia verticale sia orizzontale dei pali esistenti di legno. Tali valori sono determinati in funzione dei dati storici relativi ai pali che si discostano dai dati delle prove effettuate da Geo-Controlli, pertanto, si dovrà procedere con ulteriori prove in corso d'opera per verificare meglio maglia e lunghezza dei pali esistenti di fondazione al fine di poter aggiornare i calcoli qui riportati.

Capacità portante complessiva carichi verticali:

LUNGHEZZA PALO	NUMERO PALI	Rdc (kN)	Rtot (kN)
1.7	15	15	225
2.4	12	19.5	234
3	31	23.3	722.3
5.2	6	48.3	289.8
Totale			1471.1

Capacità portante complessiva carichi orizzontali

LUNGHEZZA PALO	NUMERO PALI	Hd (kN)	Htot (kN)
1.7	15	10.9	163.5
2.4	12	7.01	84.12
3	31	8.77	271.87
5.2	6	9.33	55.98
Totale			575.47

Le resistenze medie delle 25 molle nei confronti dei carichi verticali e orizzontali non devono superare rispettivamente i seguenti valori: 58.84 kN e 23.02 kN



Figura 30 Reazione verticale molle pali esistenti iniluppo SLU - SLV



Figura 31 Reazione orizzontale molle pali esistenti involucro SLU - SLV

In entrambi i casi le reazioni massime sono inferiori alle resistenze sopra riportate.

8.5.5 Verifiche strutturali dei plinti

La verifica dei plinti è condotta mediante un controllo dello stato tensionale in quanto non si è a conoscenza della effettiva presenza di armature. I punti maggiormente sollecitati sono quelli dove si innestano le nuove travi metalliche che generano prevalentemente sforzi di compressione.

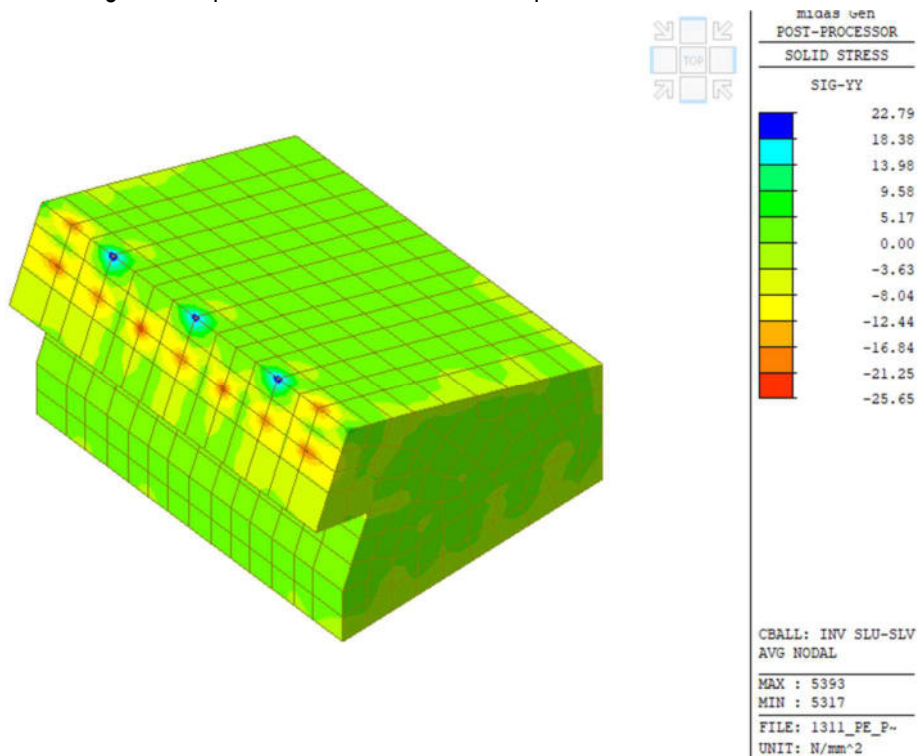


Figura 32 stato tensionale plinto involuppo combinazioni SLU SLV

L'immagine riporta dei picchi di trazione in corrispondenza dell'attacco delle nuove travi di acciaio e tali sono assorbiti dalle armature predisposte nei baggioli e nelle porzioni di plinto ricostruite dopo l'inserimento delle camicie per gli impianti.

Le tensioni di compressione presentano dei picchi in corrispondenza dell'attacco delle travi nuove e esistenti, tali picchi sono di dimensioni contenute entro poche decine di centimetri e inferiori alle dimensioni delle piastre di appoggio.

L'immagine che segue riporta gli stati tensionali con i limiti a trazione e a compressione del calcestruzzo, si vede come le porzioni che superano i limiti sono contenute nella parte centrale delle piastre di appoggio e nelle zone in cui viene demolito e ricostruito il plinto.

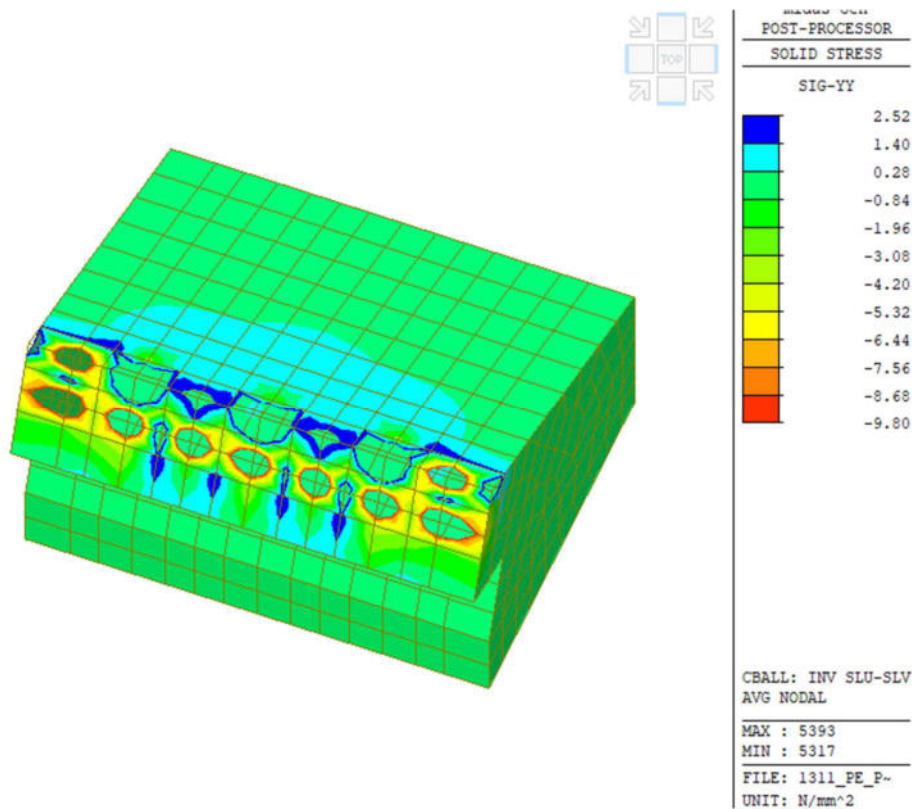


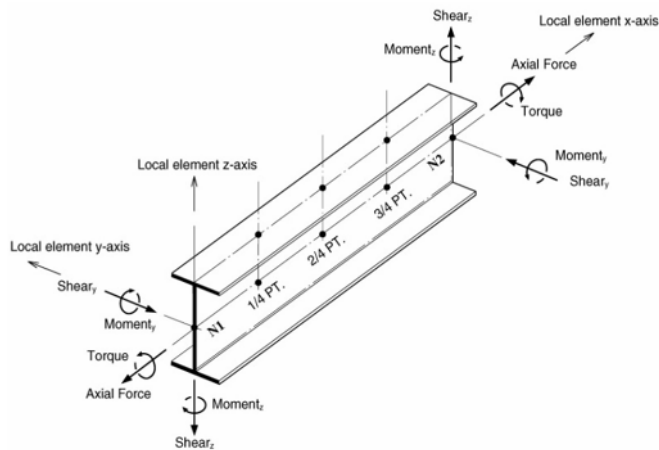
Figura 33 tensioni limite nel plinto

8.6 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV)

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio del ponte sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2005 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti $\gamma_{M0}=1.05$, $\gamma_{M1}=1.05$, $\gamma_{M2}=1.25$ (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member" e dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste (le verifiche di resistenza sono condotte sia per le combinazioni SLU che SLV) la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy} , W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y ;

J_{zz} , W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z ;

r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y

r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei “member” che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione. Per le briglie ad arco delle travi reticolari principali si definiscono le lunghezze libere di inflessione in quanto non è possibile generare i “member” che sono solo rettilinei.

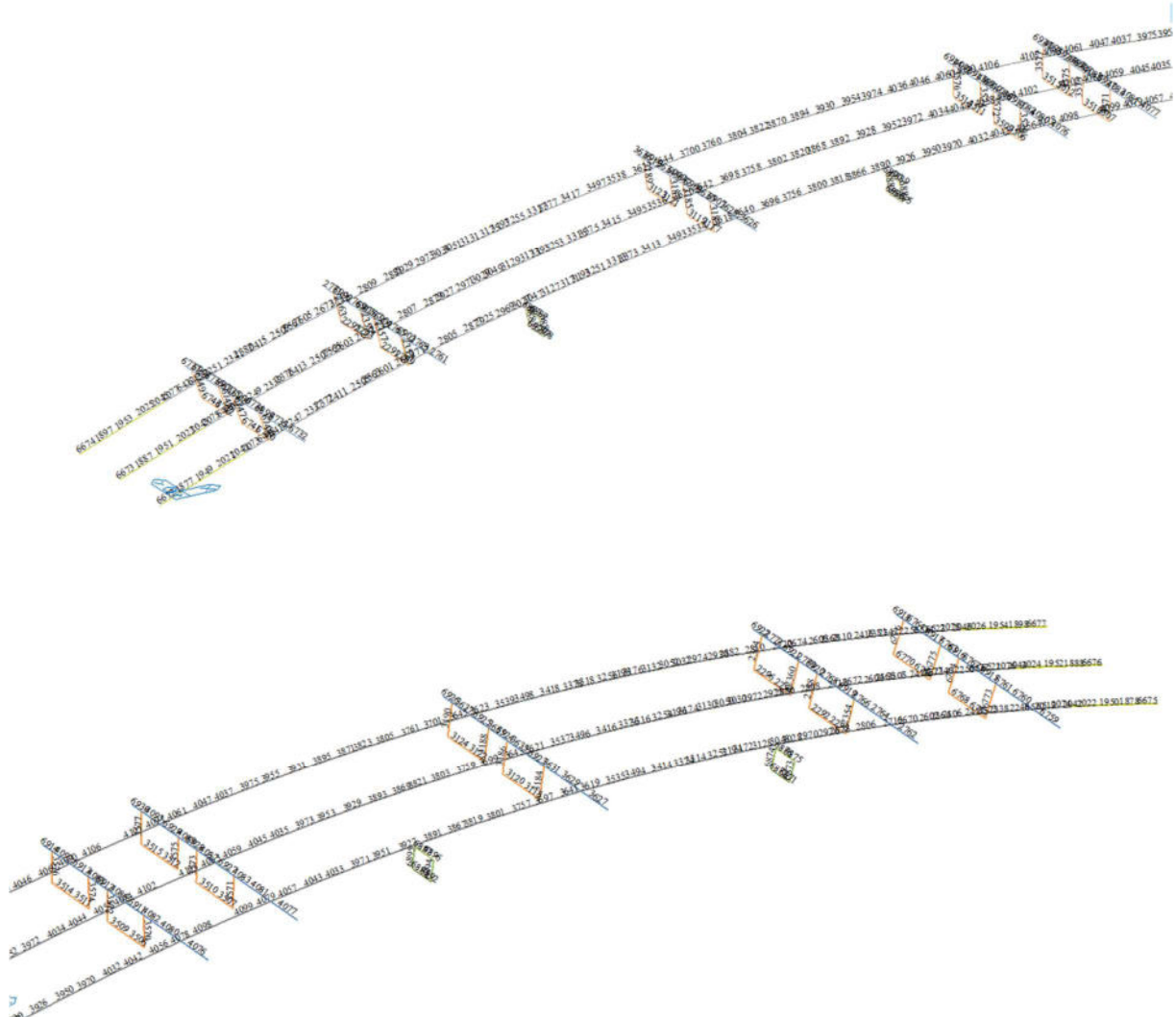


Figura 34 Modello FEM, numerazione elementi “frame” travi nuove principali impalcato

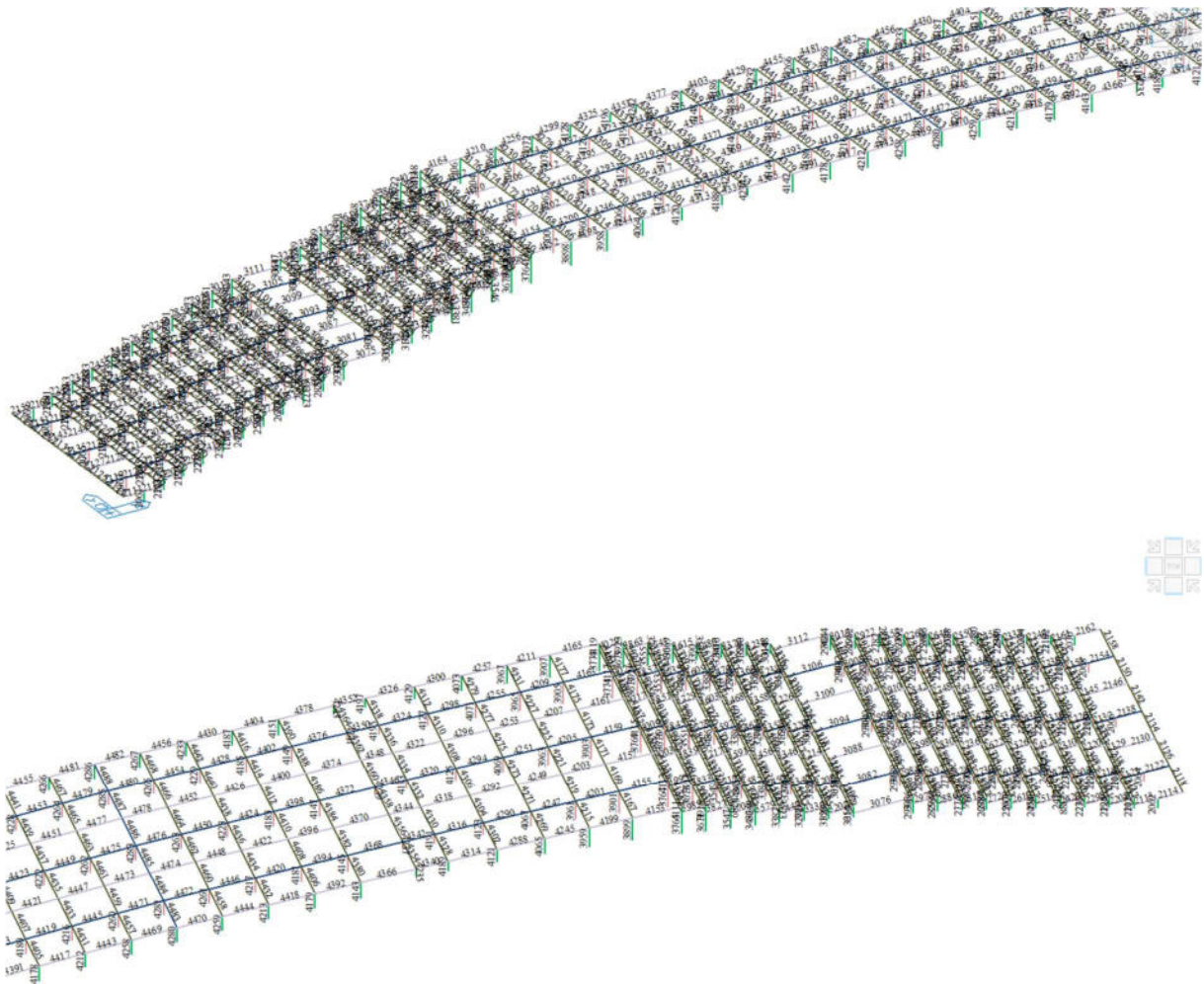


Figura 35 Modello FEM, numerazione elementi “frame” travi secondarie supporto gradini

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.

Elementi principali impalcato:

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : EC3:05 Unit : N , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Class	Len Req	Ly Lb	Ky Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def	
				Material	Fy														Req
OK	6419	1	<input type="checkbox"/>	HEA450		5	Class2	160.925	32500.0	1.000	1.000	-582969	-	-4.4E+7	+7.5E+7	101128	146784	-	-
	0.902	0.114		S355	355.000		-	2600.00	2600.00	1.000	1.000	904472	-	1.1E+09	3.2E+08	2581121	1283534	-	-
OK	6917	2	<input type="checkbox"/>	HEA320		5	Class2	413.333	413.333	1.000	1.000	-224680	-	-1.9E+7	-4.2E+7	113252	69289.0	-	0.01780
	0.288	0.087		S355	355.000		-	413.333	413.333	1.000	1.000	4192381	-	5.5E+08	2.4E+08	1930327	795730	-	2.44000
OK	6677	13	<input type="checkbox"/>	HEB450		5	Class1	345.937	32500.0	1.000	1.000	-578605	-	-2.9E+8	-6.0E+7	172668	1130333	-	-
	0.949	0.727		S355	355.000		-	2600.00	2600.00	1.000	1.000	1129814	-	1.3E+09	4.0E+08	3167696	1555349	-	-

La lunghezza libera di inflessione delle travi principali è assunta pari alla lunghezza dell'arco.

Elementi secondari (sovrastutture per sostegno pavimentazione e staffe per impianti)

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : EC3:05 Unit : N , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update...

SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SHR	SEL	Section		LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def	
					Material	Fy														
	COM							Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	3186	3			UPN120		48	Class1	540.648	540.648	1.000	1.000	5612.95	-	661703	-878599	3243.00	2444.87	-	-0.0469
	0.146	0.017			S355	355.000		-	540.648	540.648	1.000	1.000	574762	-	2.5E+07	8002038	192467	166700	-	1.65333
OK	2474	5			C100x50x8		5	Class1	234.447	144.230	2.000	0.850	-4176.4	-	-4.7E+6	71903.3	6801.48	51740.6	-	1.08922
	0.378	0.509			S275	275.000		-	144.230	144.230	2.000	0.850	385524	-	1.3E+07	4523368	120969	101614	-	1.63673
OK	3615	7			L60x8		30	Class1	393.643	393.643	1.000	1.000	4372.05	-	-976555	-1.2E+6	2949.44	2930.44	-	-0.6612
	0.660	0.040			S275	275.000		-	393.643	393.643	1.000	1.000	236500	-	3331148	3331148	73639.7	73639.7	-	3.89301
OK	2472	8			L60x8		5	Class1	234.447	144.230	1.000	0.850	6643.39	-	541727	-1.6E+6	12544.7	4373.91	-	1.98127
	0.664	0.170			S275	275.000		-	144.230	144.230	1.000	0.850	236500	-	3331148	3331148	73639.7	73639.7	-	4.19921
OK	3457	9			L60x8		30	Class1	620.000	620.000	1.000	1.000	-1958.7	-	-575045	-1.6E+6	4449.00	1003.10	-	-0.3159
	0.673	0.060			S275	275.000		-	620.000	620.000	1.000	1.000	236500	-	3331148	3331148	73639.7	73639.7	-	2.44000
OK	4350	10			2L60x6		2	Class2	516.355	516.355	1.000	1.000	-26835	-	-1.6E+6	461038	3366.57	4261.59	-	0.11230
	0.444	0.039			S275	275.000		-	516.355	516.355	1.000	1.000	358286	-	5145171	2.4E+07	108872	108872	-	1.58781
OK	6889	19			300x12		46	Class1	206.667	206.667	1.000	1.000	-778.37	-	856273	-73973	1261.68	4238.01	-	0.04668
	0.236	0.006			S355	355.000		-	206.667	206.667	1.000	1.000	1217143	-	3651429	9.1E+07	702718	702718	-	0.85333

Unità di misura N, mm. Di seguito si riporta il significato dei simboli:

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)

MEMB: Member (o Element) number

SECT: numero della tipologia di sezione

COM: rapporto di verifica combinato M-N

SHR: rapporto di verifica per taglio

SEL: Member selection for sectional change, rechecking and producing results

Section: nome della sezione

Material: materiale

Fy: tensione di snervamento

LCB: numero della combinazione di carico per cui si ha il Massimo COM

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky, Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BMY, BMZ: fattori di momento equivalente uniforme

N_Ed: forza assiale applicata

N_Rd: resistenza assiale di progetto

MbEd: momento torcente applicato

Mb_Rd: momento torcente resistente

MyEd: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

My_Rd: momento resistente attorno all'asse forte y

MzEd: momento flettente applicato attorno all'asse debole z

Mz_Rd: momento resistente attorno all'asse debole z


Def: deformazione verticale

Defa: deformazione ammissibile

8.6.1 Profili HEB 450 zona appoggi

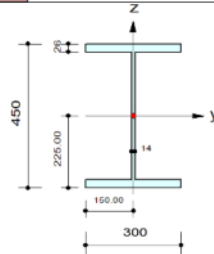
midas Gen

Steel Checking Result

	Company	Project Title
	Author	File Name
		1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 6677
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355.000, Es = 210000)
 Section Name HEB450 (No:13)
 (Rolled : HEB450).
 Member Length : 345.937



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -578605 (LCB: 5, POS:J)
 Bending Moments My = -291928425, Mz = -59708176
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = -291928425 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = -291928425 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = -59708176 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 172668 (LCB: 14, POS:I)
 Fzz = 1130333 (LCB: 2, POS:J)

Depth	450.000	Web Thick	14.0000
Top F Width	300.000	Top F Thick	26.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	26.0000
Area	21800.0	Asz	6300.00
Cyb	137915	Qzb	11250.0
Iyy	798900000	Izz	117200000
Ybar	150.000	Zbar	225.000
Wely	3550000	Welz	781000
ry	191.000	rz	73.3000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 32500.0, Lz = 2600.00, Lb = 2600.00
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 170.2 < 200.0$ (Memb.6677, LCB: 5)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 578605/1129814 = 0.512 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 291928425/1346295238 = 0.217 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 59708176/402164962 = 0.148 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), MAX(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2)] = 0.949 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance


$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.055 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.727 < 1.000$ O.K

8.6.2 Travi HEA 450 – nuove arcate

midas Gen

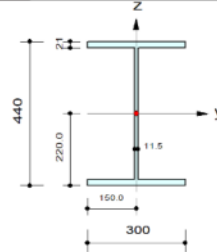
Steel Checking Result

	Company	Project Title
	Author	File Name

1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 6419
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355.000, Es = 210000)
 Section Name HEA450 (No:1)
 (Rolled : HEA450).
 Member Length : 160.925



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -582969 (LCB: 5, POS:J)
 Bending Moments My = -44017211, Mz = 75070898
 End Moments Myi = -59710258, Myj = -44017211 (for Lb)
 Myi = -59710258, Myj = -44017211 (for Ly)
 Mzi = 59468696, Mzj = 75070898 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -101128 (LCB: 12, POS:I)
 Fzz = -146784 (LCB: 2, POS:I)

Depth	440.000	Web Thick	11.5000
Top F Width	300.000	Top F Thick	21.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	21.0000
Area	17800.0	Asz	5060.00
Qyb	134570	Qzb	11250.0
Iyy	637200000	Izz	94700000
Ybar	150.000	Zbar	220.000
Wely	2900000	Welz	631000
ry	189.000	rz	72.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 32500.0, Lz = 2600.00, Lb = 2600.00
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

 $KL/r = 172.2 < 200.0$ (Memb:2805, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 582969/904472 = 0.645 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 44017211/1087314286 = 0.040 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 75070898/323948928 = 0.232 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.902 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.039 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.114 < 1.000$ O.K

Con riferimento all'Eurocodice 3 – parte 2, si riporta di seguito la verifica di stabilità dell'arco nel piano.

Il carico critico di un arco nel proprio piano è espresso da:

$$N_{cr} = (\pi / \beta L)^2 E J_y$$

dove:

N_{cr} si riferisce alla forza in corrispondenza degli appoggi;

s è la semilunghezza dell'arco;

EJ_y è la rigidezza flessionale dell'arco nel piano di instabilità;

β è il fattore relativo alla lunghezza di libera inflessione.

Nel caso di specie si ha:

$$N_{cr} = (\pi / 0.7 \times 1658)^2 \times 2060000 \times 63720 \times 10^{-2} = 9608 \text{ kN}$$

In corrispondenza degli appoggi si ha:

$$N_{Ed} = 582.97 \text{ kN}$$

Il rapporto tra capacità e domanda risulta:

$$N_{cr} / N_{Ed} = 9608 / 582.97 = \mathbf{16.48} > \mathbf{1} \text{ verifica soddisfatta}$$

Per quanto riguarda la stabilità fuori del piano il carico critico di un arco è espresso da:

$$N_{cr} = (\pi / \beta L)^2 EJ_z$$

dove:

N_{cr} si riferisce alla forza in corrispondenza degli appoggi;

L è la lunghezza di proiezione dell'arco;

EJ_z è la rigidezza flessionale dell'arco fuori del piano dell'arco;

β è il fattore relativo alla lunghezza di libera inflessione.

Nel caso di specie si ha:

$$N_{cr} = (\pi / 0.50 \times 3276)^2 \times 2060000 \times 9465 \times 10^{-2} = 716.5 \text{ kN}$$

Il rapporto tra capacità e domanda risulta:


$$N_{cr} / N_{Ed} = 716.5 / 582.97 = \mathbf{1.23} > \mathbf{1} \text{ verifica soddisfatta}$$

La verifica è a favore della sicurezza in quanto considera il singolo arco isolato.

8.6.3 Travi HEA 320 irrigidimenti trasversali

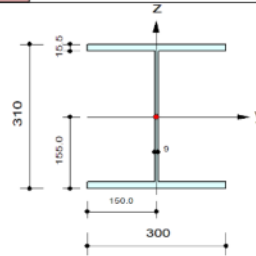
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 6917
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355.000, Es = 210000)
 Section Name HEA320 (No:2)
 (Rolled : HEA320).
 Member Length : 413.333



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -224680 (LCB: 5, POS:J)
 Bending Moments My = -19078663, Mz = -42350143
 End Moments Myi = -5974848, Myj = -19078663 (for Lb)
 Myi = -5974848, Myj = -19078663 (for Ly)
 Mzi = 3242106, Mzj = -42350143 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 113251 (LCB: 14, POS:J)
 Fzz = 69289.0 (LCB: 2, POS:J)

Depth	310.000	Web Thick	9.00000
Top F Width	300.000	Top F Thick	15.5000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	15.5000
Area	12400.0	Asz	2790.00
Qyb	85809.3	Qzb	11250.0
Iyy	229300000	Izz	69900000
Ybar	150.000	Zbar	155.000
Wely	1480000	Welz	466000
ry	136.000	rz	74.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 413.333, Lz = 413.333, Lb = 413.333
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 8.3 < 200.0 \text{ (Memb:2763, LCB: 2)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 224680/4192381 = 0.054 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 19078663/550419048 = 0.035 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 42350143/237731565 = 0.178 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.288 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.059 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.087 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$


5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 2.4400 > 0.0178 \text{ (Memb:6759, LCB: 61, POS: 338.9mm, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

8.6.4 Travi UPN 120 – (staffe appoggio impianti)

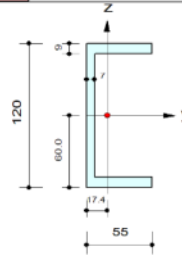
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 3186
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355.000, Es = 210000)
 Section Name UPN120 (No:3)
 (Rolled : UPN120).
 Member Length : 540.648



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 5612.95 (LCB: 48, POS:I)
 Bending Moments My = 661703, Mz = -878599
 End Moments Myi = 661703, Myj = 3127.44 (for Lb)
 Myi = 661703, Myj = 3127.44 (for Ly)
 Mzi = -878599, Mzj = 875587 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -3243.0 (LCB: 48, POS:I)
 Fzz = 2444.87 (LCB: 26, POS:I)

Depth	120.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	55.0000	Top F Thick	9.00000
Bot.F Width	55.0000	Bot.F Thick	9.00000
Area	1700.00	Asz	840.000
Qyb	5225.14	Qzb	705.239
Iyy	3640000	Izz	432000
Ybar	17.4437	Zbar	60.0000
Wely	60700.0	Welz	11100.0
ry	46.2000	rz	15.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 540.648, Lz = 540.648, Lb = 540.648
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 26.0 < 200.0 \text{ (Memb:3119, LCB: 21)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{Rd} = 5613/574762 = 0.010 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 661703/24613333 = 0.027 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 878599/8002038 = 0.110 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.146 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance


$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.017 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.015 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

8.6.5 Piatti 300x12 – (staffe tubo gas)

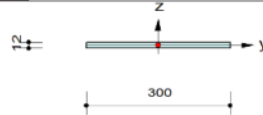
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 6889
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355.000, Es = 210000)
 Section Name 300x12 (No:19)
 (Built-up Section).
 Member Length : 206.667



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -778.37 (LCB: 46, POS:J)
 Bending Moments My = 856273, Mz = -73973
 End Moments Myi = -317220, Myj = 856273 (for Lb)
 Myi = -317220, Myj = 856273 (for Ly)
 Mzi = 132.433, Mzj = -73973 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1261.68 (LCB: 44, POS:J)
 Fzz = -4238.0 (LCB: 46, POS:J)

Depth	12.0000	Width	300.000
Area	3600.00	Asz	3000.00
Qyb	18.0000	Qzb	11250.0
Iyy	43200.0	Izz	27000000
Ybar	150.000	Zbar	6.00000
Wely	7200.00	Welz	180000
ry	3.46410	rz	86.6025

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 206.667, Lz = 206.667, Lb = 206.667
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 98.1 < 200.0$ (Memb:6887, LCB: 21)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 778/1217143 = 0.001 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 856273/3651429 = 0.235 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 73973/91285714 = 0.001 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.236 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K


5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.8533 > 0.0467$ (Memb:6897, LCB: 74, POS: 71.1mm, Dir-Z)..... O.K

8.6.6 Montanti C 100x50x8 (sovrastuttura pavimentazione montanti su travi nuove)

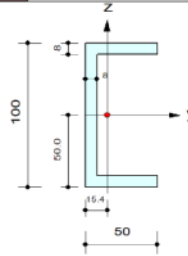
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 2474
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275.000, Es = 210000)
 Section Name C100x50x8 (No:5)
 (Built-up Section).
 Member Length : 234.447



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4176.4 (LCB: 5, POS:1/2)
 Bending Moments My = -4680248, Mz = 71903.3
 End Moments Myi = -2403296, Myj = -5204822 (for Lb)
 Myi = -2403296, Myj = -5204822 (for Ly)
 Mzi = -699942, Mzj = 249724 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -6801.5 (LCB: 12, POS:I)
 Fzz = -51741 (LCB: 5, POS:J)

Depth	100.000	Web Thick	8.00000
Top F Width	50.0000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	50.0000	Bot.F Thick	8.00000
Area	1472.00	Asz	800.000
Qyb	3182.00	Qzb	598.129
Iyy	2092203	Izz	331312
Ybar	15.4130	Zbar	50.0000
Wely	41844.1	Welz	9579.09
ry	37.7006	rz	15.0025

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 144.230, Lz = 144.230, Lb = 144.230
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 237.3 < 250.0$ (Memb:4144, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 4176/385524 = 0.011 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4680248/13334095 = 0.351 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 71903/4523368 = 0.016 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.378 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.056 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.509 < 1.000$ O.K


5. Deflection Checking Results

$L/150.0 = 1.6367 > 1.0892$ (Memb:2499, LCB: 62, Dir-X)..... O.K

8.6.7 Montanti L60x8 (sovrastuttura pavimentazione montanti su travi esistenti)

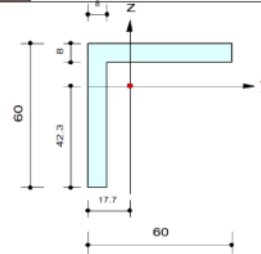
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 2472
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275.000, Es = 210000)
 Section Name L60x8 (No:8)
 (Rolled : L60x8).
 Member Length : 234.447



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 6643.39 (LCB: 5, POS:I)
 Bending Moments My = 541727, Mz = -1578184
 End Moments Myi = 541727, Myj = -77675 (for Lb)
 Myi = 541727, Myj = -77675 (for Ly)
 Mzi = -1578184, Mzj = 78343.8 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -12545 (LCB: 5, POS:3/4)
 Fzz = 4373.91 (LCB: 12, POS:I)

Depth	60.0000	Web Thick	8.00000
Top F Width	60.0000	Top F Thick	8.00000
Area	903.000	Asz	400.000
Qyb	894.645	Qzb	894.645
Iyy	292000	Izz	292000
Ybar	17.7000	Zbar	42.3000
Wely	6890.00	Welz	6890.00
rp	11.7230		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 144.230, Lz = 144.230, Lb = 144.230
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 42.3 < 200.0 \text{ (Memb:3898, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 6643/236500 = 0.028 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 541727/3331148 = 0.163 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1578184/3331148 = 0.474 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.664 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.170 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.059 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$


5. Deflection Checking Results

$$L/50.0 = 4.1992 > 1.9813 \text{ (Memb:2062, LCB: 61, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

8.6.8 Travi gradini L 60x8 (paralleli asse ponte)

midas Gen

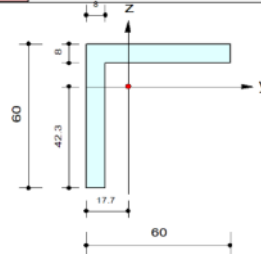
Steel Checking Result

	Company	Project Title
	Author	File Name

13111_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 3615
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275.000, Es = 210000)
 Section Name L60x8 (No:7)
 (Rolled : L60x8).
 Member Length : 393.643



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 4372.05 (LCB: 30, POS:1)
 Bending Moments My = -976555, Mz = -1161026
 End Moments Myi = -976555, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = -976555, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -1161026, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -2949.4 (LCB: 30, POS:1)
 Fzz = -2930.4 (LCB: 2, POS:1)

Depth	60.0000	Web Thick	8.00000
Top F Width	60.0000	Top F Thick	8.00000
Area	903.000	Asz	400.000
Qyb	894.645	Qzb	894.645
Iyy	292000	Izz	292000
Ybar	17.7000	Zbar	42.3000
Wely	6890.00	Welz	6890.00
rP	11.7230		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 393.643, Lz = 393.643, Lb = 393.643
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 83.0 < 200.0$ (Memb:3076, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{tRd} = 4372/236500 = 0.018 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 976555/3331148 = 0.293 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1161026/3331148 = 0.349 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{nyRd}, M_{Edz}/M_{nzRd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{nyRd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nzRd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.660 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.040 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{zRd} = 0.040 < 1.000$ O.K


5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 3.8930 > 0.6612$ (Memb:3099, LCB: 64, POS: 486.6mm, Dir-Z)..... O.K

8.6.9 Travi gradini L 60x8 (trasversali asse ponte)

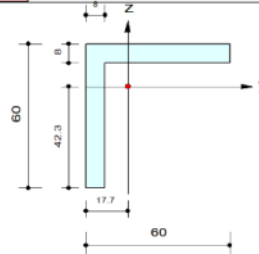
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 3457
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275.000, Es = 210000)
 Section Name L60x8 (No:9)
 (Rolled : L60x8).
 Member Length : 620.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1958.7 (LCB: 30, POS:1)
 Bending Moments My = -575045, Mz = -1638125
 End Moments Myi = -575045, Myj = 31394.4 (for Lb)
 Myi = -575045, Myj = 31394.4 (for Ly)
 Mzi = -1638125, Mzj = 1113828 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 4449.00 (LCB: 46, POS:1)
 Fzz = -1003.1 (LCB: 30, POS:1)

Depth	60.0000	Web Thick	8.00000
Top F Width	60.0000	Top F Thick	8.00000
Area	903.000	Asz	400.000
Qyb	894.645	Qzb	894.645
Iyy	292000	Izz	292000
Ybar	17.7000	Zbar	42.3000
Wely	6890.00	Welz	6890.00
rP	11.7230		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 620.000, Lz = 620.000, Lb = 620.000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 52.9 < 200.0$ (Memb:3457, LCB: 30)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1959/236500 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 575045/3331148 = 0.173 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1638125/3331148 = 0.492 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.673 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.060 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.014 < 1.000$ O.K


5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 2.4400 > 0.3159$ (Memb:2423, LCB: 61, POS: 338.9mm, Dir-Z)..... O.K

8.6.10 Travi gradini 2 L 60x6

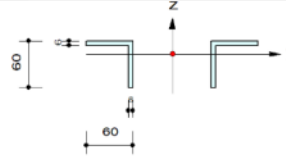
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	1311_PE_ponte_Murano_R09_DL_06.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System N, mm
 Member No 4350
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275.000, Es = 210000)
 Section Name 2L60x6 (No:10)
 (Built-up Section).
 Member Length : 516.355



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -26835 (LCB: 2, POS:J)
 Bending Moments My = -1566944, Mz = 461038
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = -1566944 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = -1566944 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 461038 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -3366.6 (LCB: 30, POS:J)
 Fzz = 4261.59 (LCB: 2, POS:J)

Depth	60.0000	Web Thick	6.00000
Flg Width	60.0000	Flg Thick	6.00000
BTB Spacing	100.000		
Area	1368.00	Asz	600.000
Qyb	915.470	Qzb	1800.00
Iyy	466571	Izz	6646176
Ybar	110.000	Zbar	42.7895
Wely	10903.9	Welz	60419.8
ry	18.4678	rz	69.7016

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 516.355, Lz = 516.355, Lb = 516.355
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 52.7 < 200.0$ (Memb:3082, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 26835/358286 = 0.075 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1566944/5145171 = 0.305 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 461038/24080571 = 0.019 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y/\gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$

$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$

$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$

$R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.444 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.031 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.039 < 1.000$ O.K

8.6.11 Travi esistenti

Le verifiche strutturali delle travi esistenti sono condotte in termini tensionali confrontando le massime tensioni negli elementi con le tensioni limite del materiale acciaio S235 a cui è applicato anche il fattore di confidenza $FC=1.20$. Come già detto in precedenza lo spessore degli elementi esistenti è 12 mm ma ai fini delle verifiche è stato considerato uno spessore ridotto del 25% e quindi 9 mm. Le lavorazioni prevedono la pulizia, la sabbiatura e la verifica dello spessore residuo, qualora lo spessore risulti inferiore ai 9 mm le porzioni vanno rimosse e sostituite.

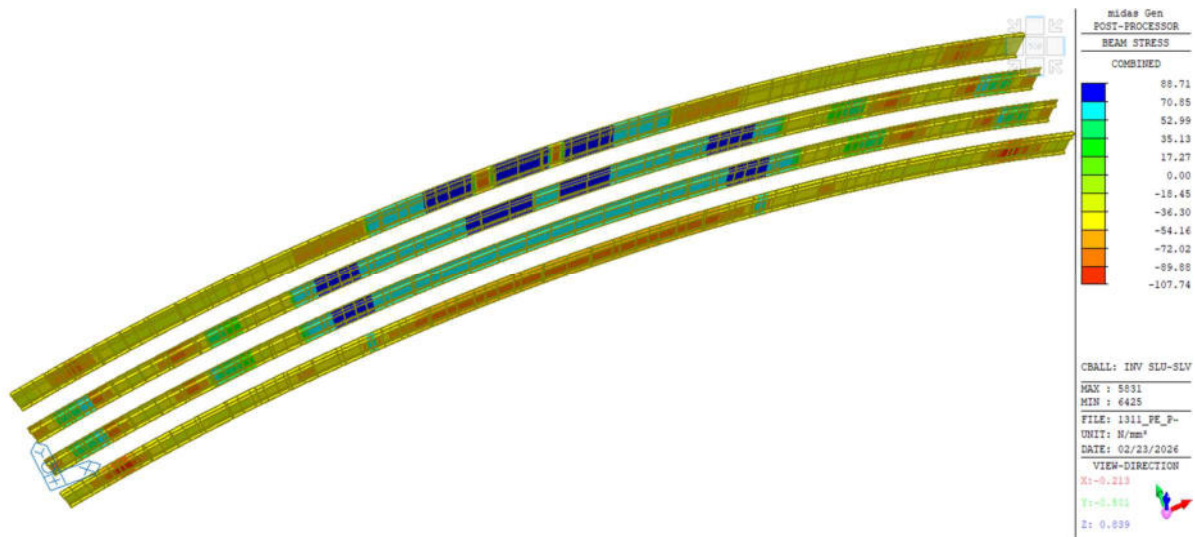


Figura 36 Stato tensionale travi esistenti involucro combinazioni SLU e SLV

Le massime tensioni risultano $\sigma = 107.74 \text{ MPa} < f_{yd} = 235 / (1.05 * 1.2) = 186.50 \text{ MPa} \rightarrow$ verificato

8.7 NODI PRINCIPALI

I paragrafi che seguono esplicitano alcune delle verifiche più significative dei nodi tra gli elementi di acciaio e tra elementi di acciaio e le strutture di calcestruzzo.

Per le unioni bullonate è stato predisposto un foglio di calcolo in excel dove sono inserite le caratteristiche geometriche salienti del giunto, le caratteristiche dei materiali (piastre, profili e bulloni), le sollecitazioni di progetto e le resistenze di calcolo. In particolare, le formule impiegate per il calcolo delle resistenze sono le seguenti (vedere § 4.2.8.2.1 NTC 2018):

resistenza a taglio	$F_{v,Rd} = n_{sez} 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t n_b / \gamma_{M2}$
resistenza a trazione	$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza di calcolo a punzonamento	$B_{p,Rd} = 0.6 \pi^* d_m^* t_p^* f_{tk} / \gamma_{M2}$
resistenza combinata	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$

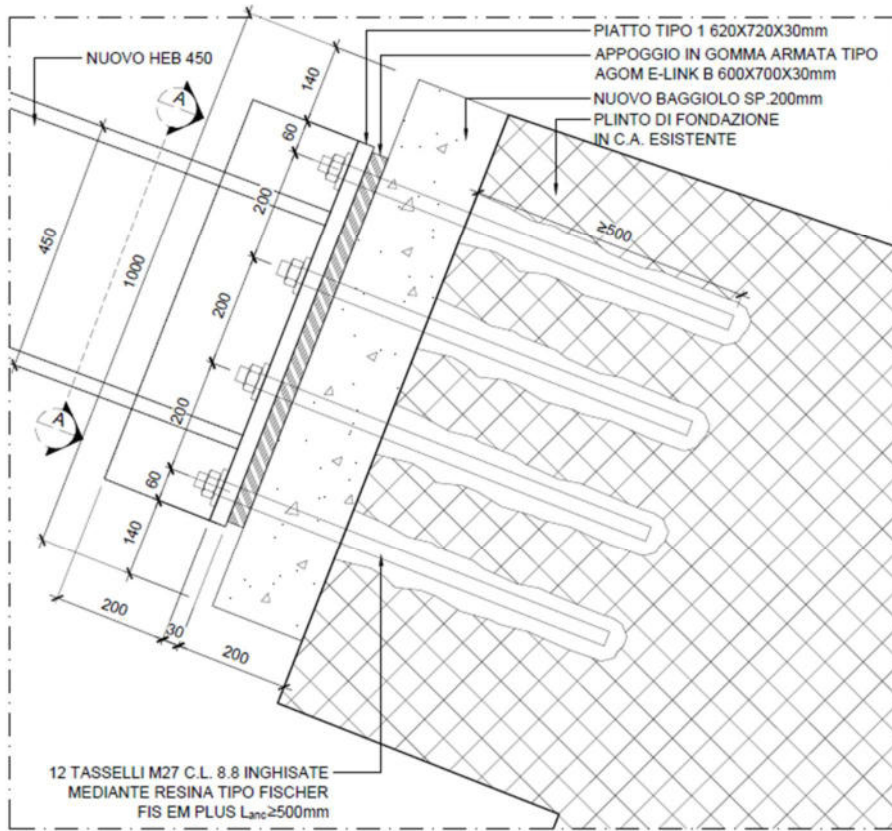
8.7.1 Appoggio travi nuove su plinto

La tabella seguente riporta le massime sollecitazioni agenti nelle travi HEB 450 nel punto a contatto con il plinto di calcestruzzo.

HEB 450 su spalle								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1877	GR4 SLU 5	I[2379]	-587.55	-48.14	-100.20	0.00	-240.08	-50.32
1878	GR4 SLU 15	I[2380]	83.62	-46.50	-89.50	0.00	-179.99	-46.08
1898	GR4 SLU 14	I[2396]	-468.77	-57.81	-59.37	0.00	-153.20	-59.73
1897	GR4 SLU 14	I[2395]	-466.50	57.19	-59.49	0.00	-153.20	59.02
1898	GR4 SLU 2	I[2396]	-191.31	17.08	-184.12	0.00	-390.90	15.40
1877	SLV 7	I[2379]	-52.92	41.62	-6.81	0.00	-33.88	43.21
1877	GR4 SLU 1	I[2379]	-485.25	-25.75	-132.89	0.00	-301.54	-27.41
1877	GR4 SLU 1	I[2379]	-485.25	-25.75	-132.89	0.00	-301.54	-27.41
1898	GR4 SLU 2	I[2396]	-191.31	17.08	-184.12	0.00	-390.90	15.40
1877	SLV 5	I[2379]	-41.52	42.04	-15.49	0.00	-12.80	43.71
1898	GR4 SLU 14	I[2396]	-468.77	-57.81	-59.37	0.00	-153.20	-59.73
1897	GR4 SLU 14	I[2395]	-466.50	57.19	-59.49	0.00	-153.20	59.02

La piastra di testa delle nuove travi metalliche principali è ancorata all'elemento in c.a. mediante 12 barre M27 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Fischer Fis EM plus e lunghezza di ancoraggio 500 mm.

NODO DI BASE TRAVE HEB 450 - SPALLA
scala 1:10



La verifica condotta con il software Compufix di Fischer riporta:

Rimuovere	#	Tipo di carico	Tipo di carico	N	Vx	Vy	Mx	My	Mz	γ_{Rd}	γ_{M}	γ_{M}	Coe
Rimuovere	1	Statico	Carico di progetto	-191,31 kN	17,08 kN	154,12 kN	390,9 kNm	15,4 kNm	0 kNm	82,0 %	10,5 %	78,5 %	

#	Forza di trazione	Forza di taglio	Forza di taglio	Forza di taglio
1	115,79 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
2	114,18 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
3	112,68 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
4	111,08 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN

Gli sforzi sugli ancoranti risultano:

Carichi risultanti sull'ancorante

#	Forza di trazione	Forza di taglio	Forza di taglio	Forza di taglio
1	115,78 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
2	114,18 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
3	112,68 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
4	111,08 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
5	68,73 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
6	64,03 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
7	21,69 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
8	16,98 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
9	0,00 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
10	0,00 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
11	0,00 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN
12	0,00 kN	15,41 kN	1,42 kN	15,34 kN

La verifica delle barre filettate M27 riporta:

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	30				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	27	29	44	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm ²)	459			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	15.4	kN
k	2.5				Ned	115.8	kN
alfa	0.69			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	60			resistenza a taglio	176.3	kN	OK
e2 (mm)	60			resistenza a rifollamento	569.8	kN	OK
				resistenza a trazione	264.4	kN	OK
				resistenza a punzonamento	1010.0	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.400		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza del profilo e dei piatti di irrigidimento riporta:

$$M_{Ed} = 115.8 \cdot 4 \cdot 0.075 = 34.74 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(253000) \cdot 335 / 1.25] / 10^6 = 71.85 \text{ kNm.}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.48 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

Tra la piastra di acciaio e il calcestruzzo viene interposto un elemento di appoggio in gomma armata tipo Agom E-link B.

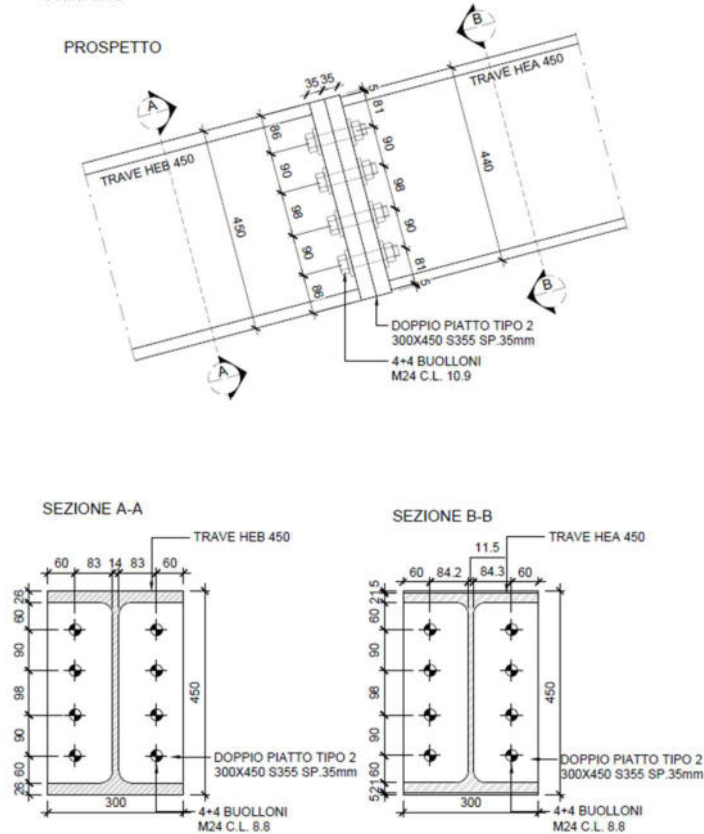
La tabella seguente riporta il carico verticale massimo di un appoggio elastomerico con interposizione di lamina in acciaio simile a quello indicato negli elaborati progettuali. Come si evince dalla tabella la resistenza a compressione vale circa 8600 kN ed è maggiore rispetto allo sforzo di compressione massimo pari a 550.3 kN.

Appoggio tipo								SLE	SLU
	a	b	h	h _{rt}	W	N _k	N _{Ed}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[kN]		
E-Link B 400x600x24(16)	400	600	24	16	18,7	3448	5000		
E-Link B 400x600x39(27)	400	600	39	27	28,9	3862	5600		
E-Link B 400x600x54(38)	400	600	54	38	39,0	4138	6000		
E-Link B 500x600x174(126)	500	600	174	126	151,3	4690	6800		
E-Link B 500x600x189(137)	500	600	189	137	164,1	4276	6200		
E-Link B 600x700x30(20)	600	700	30	20	40,9	5931	8600		

8.7.2 Giunto continuità HEB 450 – HEA 450

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastre spesse 35 mm saldate alle estremità dei conchi di trave da giuntare. Le piastre sono collegate con 8 bulloni M24 classe 10.9.

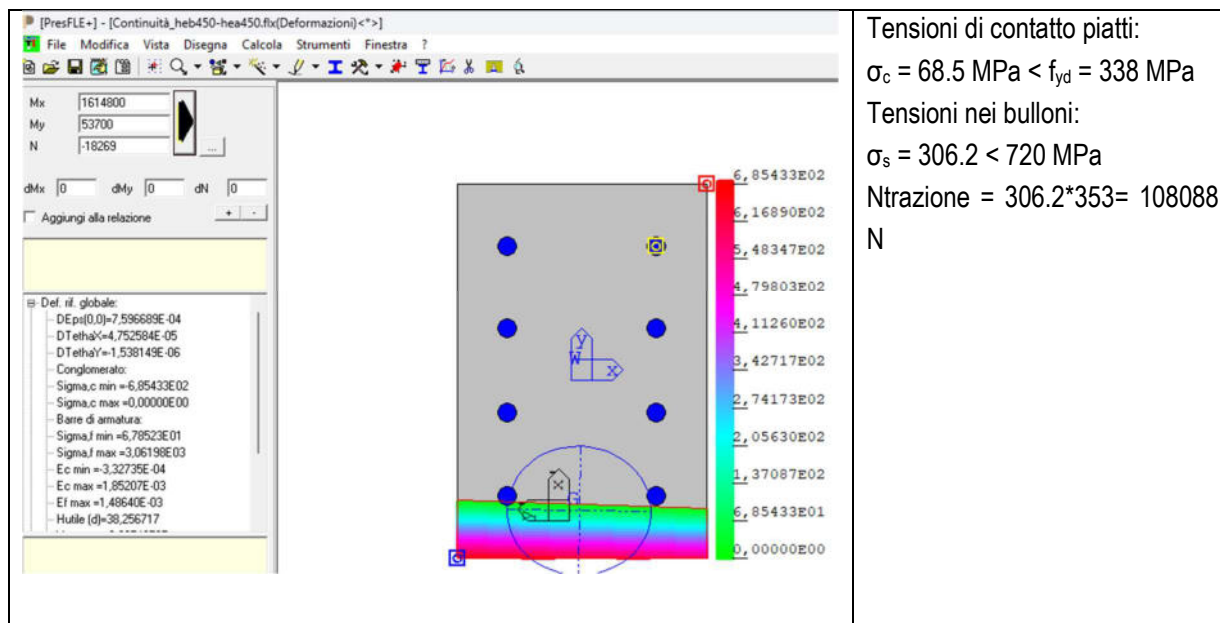
NODO DI ATTACCO TRAVE HEB 450 - HEA 450
scala 1:10



Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

Continuità HEB 450 - HEA 450								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2046	GR4 SLU 5	J[2648]	-551.50	-107.41	-112.84	-0.41	-127.72	22.24
2043	GR4 SLU 13	J[2643]	41.27	-0.13	-75.28	0.00	-79.82	0.01
2046	GR4 SLU 5	J[2648]	-551.50	-107.41	-112.84	-0.41	-127.72	22.24
2045	GR4 SLU 5	J[2647]	-549.39	106.53	-112.20	0.41	-126.62	-22.15
2046	GR4 SLU 2	J[2648]	-191.58	28.38	-167.79	0.25	-157.75	-8.43
2041	SLV 5	J[2639]	-61.44	33.43	-5.39	-0.08	-10.64	-6.26
2041	GR4 SLU 12	J[2639]	-440.66	-101.13	-47.79	-0.44	-62.95	21.53
2042	GR4 SLU 12	J[2640]	-438.40	100.59	-48.44	0.44	-63.58	-21.47
2046	GR4 SLU 2	J[2648]	-191.58	28.38	-167.79	0.25	-157.75	-8.43
2041	SLV 5	J[2639]	-61.44	33.43	-5.39	-0.08	-10.64	-6.26
2045	GR4 SLU 14	J[2647]	-441.44	106.11	-54.68	0.43	-69.13	-22.45
2046	GR4 SLU 14	J[2648]	-443.21	-106.68	-54.67	-0.43	-69.29	22.51

La verifica, più gravosa a trazione per i bulloni è condotta per l'elemento 2046 in combinazione SLU2:



Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M24 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche			Caratteristiche dei materiali				
spessore piatto/ala/anima (mm)	30			fyk	ftk	γ_{M2}	
diametro bulloni/foro/dado (mm)	24	26	39	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm ²)	353			bulloni	900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	18.3	kN
k	2.5				Ned	108.9	kN
alfa	0.64			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50			resistenza a taglio	169.4	kN	OK
e2 (mm)	50			resistenza a rifollamento	470.8	kN	OK
				resistenza a trazione	254.2	kN	OK
				resistenza a punzonamento	894.7	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.414		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

$$M_{Ed} = 108.9 \cdot 0.075 = 8.16 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(187 \cdot 35^2 / 6) \cdot 335 / 1.25] / 10^6 = 10.84 \text{ kNm}$$

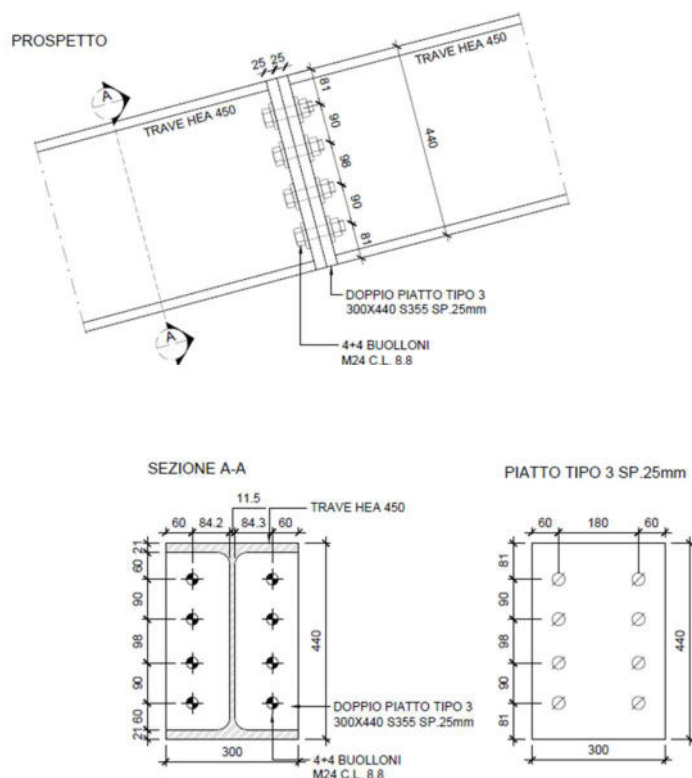
$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.75 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

8.7.3 Giunto continuità HEA 450

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastre spesse 25 mm saldate alle estremità dei conchi di trave da giuntare. Le piastre sono collegate con 8 bulloni M24 classe 8.8.

NODO DI CONTINUITÀ TRAVI HEA 450 - HEA 450

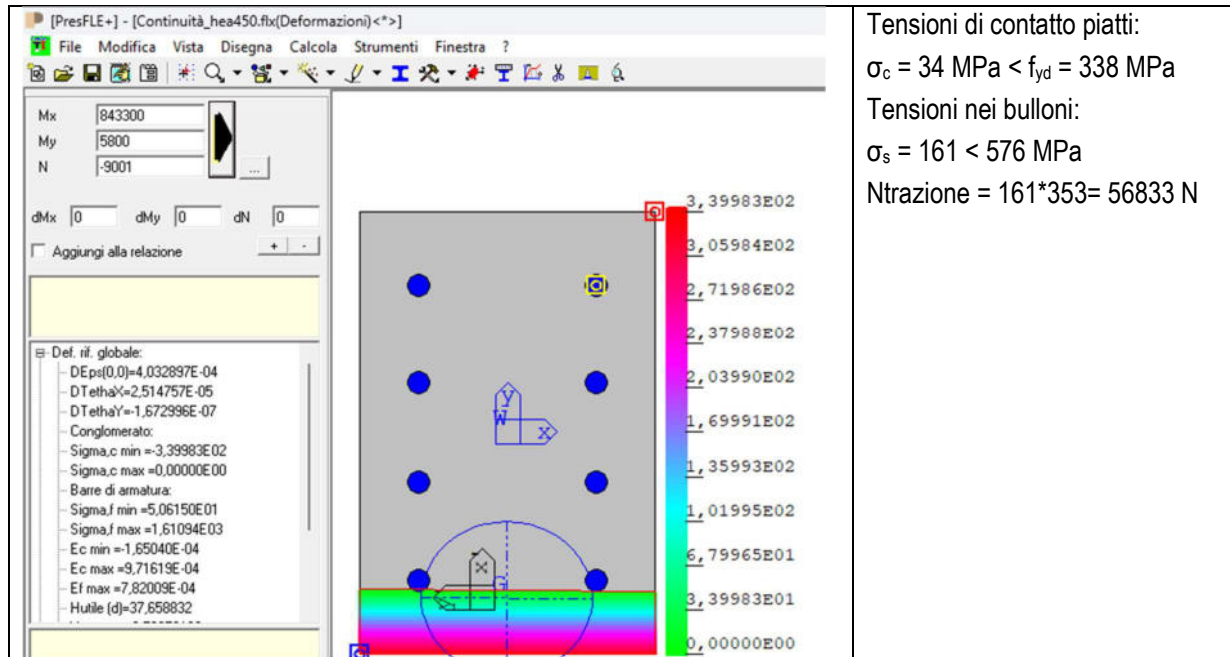
scala 1:10



Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

CONTINUITÀ HEA 450									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
3805	GR4 SLU 2	I[3890]	-408.62	-3.00	-5.37	0.01	78.57	-1.83	
3801	SLV 5	2/4	-90.04	-14.12	-0.33	0.20	-4.76	-13.08	
3803	SLV 5	I[3886]	-169.42	-15.43	-3.18	0.19	18.65	-19.32	
3803	SLV 21	I[3886]	-160.87	15.15	-0.65	-0.19	34.20	18.87	
3803	GR4 SLU 7	I[3886]	-395.22	-0.33	-8.41	0.00	64.54	-0.53	
3800	SLV 1	2/4	-174.64	4.20	3.48	-0.06	39.38	4.35	
3800	SLV 5	I[3881]	-106.95	13.39	1.45	-0.20	7.93	17.08	
3801	SLV 5	I[3882]	-90.09	-14.12	-0.82	0.20	-4.96	-18.00	
3805	SLV 23	I[3890]	-105.82	13.57	-0.65	-0.20	-5.38	17.61	
3802	GR4 SLU 2	2/4	-405.46	0.58	-7.53	-0.05	81.87	0.79	
3803	SLV 5	I[3886]	-169.42	-15.43	-3.18	0.19	18.65	-19.32	
3803	SLV 21	I[3886]	-160.87	15.15	-0.65	-0.19	34.20	18.87	

La verifica, più gravosa a trazione per i bulloni è condotta per l'elemento 2046 in combinazione SLU2:



Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M24 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche		Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	25			f_{yk}	f_{tk}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	24 26 39	acciaio profili e piastre S 355		355	510
Ares (mm ²)	353	bulloni		649	800
n° sezioni di taglio	1	Sollecitazioni			
n° bulloni	1		Ved	10.2	kN
k	2.5		Ned	56.833	kN
alfa	0.64	Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50	resistenza a taglio		135.6	kN
e2 (mm)	50	resistenza a rifollamento		392.3	kN
		resistenza a trazione		203.3	kN
		resistenza a punzonamento		745.6	kN
		resistenza combinata taglio - trazione		0.275	OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

$$M_{Ed} = 56.83 \cdot 0.075 = 4.26 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(187 \cdot 25^2 / 6) \cdot 335 / 1.25] / 10^6 = 5.22 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.81 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

8.7.4 Rinforzo nodo travi esistenti laterali su plinto

In corrispondenza della piastra di testa delle travi esistenti vengono aggiunte 8 barre M20 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Fischer Fis EM plus e lunghezza di ancoraggio 250 mm. A tali nuove barre vengono affidati interamente gli sforzi di trazione e taglio delle travi esistenti.

Le barre sono poste in opera a filo piastre esistenti per non interferire con gli inghisaggi esistenti e per non forare 25+25 mm di piastre esistenti.

Vengono poi eseguite delle saldature delle barre al bordo delle piastre e viene posto in opera un piatto spesso 20 mm con funzione di "rondella".

La tabella seguente riporta le massime sollecitazioni agenti nelle travi esistenti laterali nel punto a contatto con il plinto di calcestruzzo.

TRAVI ESISTENTI LATERALI - SPALLA								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1956	GR4 SLU 2	I[2458]	-261.78	3.68	50.67	-0.20	35.32	1.36
1872	GR4 SLU 14	I[2446]	75.01	7.52	-28.89	-1.70	-24.80	1.77
1947	GR4 SLU 12	I[2445]	54.39	-7.17	30.46	1.59	-20.66	2.10
1872	GR4 SLU 12	I[2446]	62.60	7.73	-30.02	-1.84	-22.70	2.04
1903	GR4 SLU 1	I[2457]	-142.82	2.41	-56.88	-1.05	9.09	2.29
1956	GR4 SLU 1	I[2458]	-153.25	-2.05	59.98	0.93	10.84	2.37
1872	GR4 SLU 12	I[2446]	62.60	7.73	-30.02	-1.84	-22.70	2.04
1947	GR4 SLU 12	I[2445]	54.39	-7.17	30.46	1.59	-20.66	2.10
1872	GR4 SLU 14	I[2446]	75.01	7.52	-28.89	-1.70	-24.80	1.77
1903	GR4 SLU 6	I[2457]	-257.61	-5.16	-38.61	0.65	38.37	0.84
1872	SLV 7	I[2446]	70.80	0.42	2.07	0.01	-13.48	-0.60
1956	GR4 SLU 5	I[2458]	-80.12	-4.59	56.61	1.37	-2.54	2.56

La verifica condotta con il software Compufix di Fischer riporta:

The screenshot displays the software interface for anchor bolt verification. On the left, there is a technical drawing of the M20 anchor bolt installation in a concrete slab, with dimensions for diameter, hole depth, and plate thickness. Below the drawing is a table of installation parameters:

Parametro	Valore
Diametro filettatura	M 20
Diametro del foro	d ₀ = 24 mm
Profondità del foro	h ₀ = 258 mm
Diametro foro nell'oggetto da fissare	d _i = 26.0 mm
Capota di serraggio	T _{max} = 120.0 Nm
Chiave	SW = 38 mm
Spessore della piastra	t = 8 mm

On the right, the 'Azioni' (Actions) table shows the applied loads:

Numero	Tipo di carico	N	Vx	Vy	Mx	My	Mz	σ ₁	σ ₂	σ ₃
1	Statico	-261.78 kN	3.68 kN	50.67 kN	35.32 kNm	1.36 kNm	0.2 kNm	0.0 %	10.1 %	0.0 %
2	Statico	75.01 kN	7.52 kN	28.9 kN	24.8 kNm	1.77 kNm	1.7 kNm	62.2 %	8.2 %	51.4 %
3	Statico	-357.71 kN	5.16 kN	38.61 kN	38.37 kNm	0.84 kNm	0.65 kNm	0.0 %	0.0 %	2.3 %

Below the table, a 3D model of the concrete slab shows the anchor bolt locations with dimensions: 400x750 mm slab, 8 mm plate, and 250 mm embedment depth.

At the bottom, the 'Risultati' (Results) table shows the forces on the anchor bolts:

#	Forza di trazione	Forza di taglio	Forza di taglio ¹	Forza di taglio ²
1	30.28 kN	3.07 kN	-0.03 kN	3.07 kN
2	28.95 kN	4.15 kN	-0.03 kN	4.15 kN
3	29.37 kN	3.13 kN	0.62 kN	3.07 kN
4	19.05 kN	4.20 kN	0.62 kN	4.15 kN
5	10.46 kN	3.32 kN	1.26 kN	3.07 kN
6	9.14 kN	4.34 kN	1.26 kN	4.15 kN
7	0.55 kN	3.62 kN	1.91 kN	3.07 kN
8	0.00 kN	4.57 kN	1.91 kN	4.15 kN

La verifica delle barre filettate M20 riporta:

Caratteristiche geometriche			Caratteristiche dei materiali				
spessore piatto/ala/anima (mm)	20			fyk	ftk	γ _{M2}	
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355	235	360	1.6875
Ares (mm ²)	245			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	3.07 kN	
k	2.5				Ned	30.28 kN	
alfa	0.76			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50				resistenza a taglio	94.1 kN	OK
e2 (mm)	50				resistenza a rifollamento	161.6 kN	OK
					resistenza a trazione	141.1 kN	OK
					resistenza a punzonamento	241.2 kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.186	OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza del profilo e dei piatti di irrigidimento riporta:

$$M_{Ed} = 30.28 \cdot 0.1/4 = 0.76 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(120 \cdot 25^2 / 6) \cdot 235 / 1.25] / 10^6 = 2.35 \text{ kNm.}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.32 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

8.7.5 Rinforzo nodo travi esistenti centrali su plinto

In corrispondenza della piastra di testa delle travi esistente vengono aggiunte 4 barre M20 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Fischer Fis EM plus e lunghezza di ancoraggio 250 mm. A tali nuove barre vengono affidati interamente gli sforzi di trazione e taglio delle travi esistenti.

Le barre sono poste in opera a filo piastre esistenti per non interferire con gli inghisaggi esistenti e per non forare 25+25 mm di piastre esistenti.

Vengono poi eseguite delle saldature delle barre al bordo delle piastre e viene posto in opera un piatto spesso 20 mm con funzione di "rondella".

La tabella seguente riporta le massime sollecitazioni agenti nelle travi esistenti centrali nel punto a contatto con il plinto di calcestruzzo.

TRAVI ESISTENTI centrali - SPALLA								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
5752	GR4 SLU 6	I[2391]	-342.47	-0.21	73.27	0.05	85.62	0.00
5752	GR4 SLU 12	I[2391]	173.92	0.44	11.89	-0.11	-43.48	0.00
5899	SLV 7	I[2384]	-58.71	-0.82	18.28	0.20	14.68	0.00
5899	SLV 23	I[2384]	-110.97	0.81	38.85	-0.20	27.74	0.00
5899	GR4 SLU 14	I[2384]	173.23	0.15	10.62	-0.04	-43.31	0.00
5752	GR4 SLU 2	I[2391]	-303.30	-0.09	77.85	0.02	75.82	0.00
5752	SLV 5	I[2391]	-95.59	0.78	32.97	-0.20	23.90	0.00
5899	SLV 5	I[2384]	-75.75	-0.81	24.49	0.20	18.94	0.00
5752	GR4 SLU 12	I[2391]	173.92	0.44	11.89	-0.11	-43.48	0.00
5752	GR4 SLU 6	I[2391]	-342.47	-0.21	73.27	0.05	85.62	0.00
5752	GR4 SLU 1	I[2391]	-40.15	0.36	58.02	-0.09	10.04	0.00
5752	GR4 SLU 1	I[2391]	-40.15	0.36	58.02	-0.09	10.04	0.00

La verifica condotta con il software Compufix di Fischer riporta:

La verifica delle barre filettate M20 riporta:

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali					
spessore piatto/ala/anima (mm)	20					f_{yk}	f_{tk}		γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355		235	360	1.6875	
Ares (mm ²)	245			bulloni		649	800	1.25	
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni					
n° bulloni	1					Ved	2.86	kN	
k	2.5					Ned	83	kN	
alfa	0.76			Resistenze di calcolo					
e1 (mm)	50				resistenza a taglio	94.1	kN	OK	
e2 (mm)	50				resistenza a rifollamento	161.6	kN	OK	
					resistenza a trazione	141.1	kN	OK	
					resistenza a punzonamento	241.2	kN	OK	
					resistenza combinata taglio - trazione	0.451		OK	

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza del profilo e dei piatti di irrigidimento riporta:

$$M_{Ed} = 83 \cdot 0.1/4 = 2.07 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(120 \cdot 25^2 / 6) \cdot 235 / 1.25] / 10^6 = 2.35 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.88 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

8.7.6 Traversi HEA 320 su travi principali HEA 450

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastra spessa 30 mm alle estremità delle porzioni di trave HEA 320 da collegare. I piatti sono poi uniti con 6 bulloni M24 classe 10.9.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di incastro sono riportate in tabella:

HEA320-HEA450								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
6760	GR4 SLU 5	I[2774]	-253.36	-88.44	-23.20	-0.02	-9.95	-29.34
6760	GR4 SLU 13	I[2774]	134.92	71.77	-40.94	0.02	-30.61	26.31
6736	GR4 SLU 14	I[2781]	-221.92	-111.87	-10.60	-0.15	-4.38	-42.50
6917	GR4 SLU 14	J[2782]	-221.98	113.25	10.59	0.15	-4.41	-43.26
6764	GR4 SLU 2	I[2782]	7.70	29.05	-76.17	-0.18	-45.45	17.99
6902	GR4 SLU 2	J[2781]	7.60	-28.24	75.57	0.18	-45.09	17.50
3637	SLV 1	I[3798]	0.13	43.03	-2.74	-0.46	-0.36	26.70
6910	SLV 19	J[3797]	0.15	-26.85	2.72	0.45	-0.30	24.52
6917	GR4 SLU 2	J[2782]	63.41	-39.06	69.29	0.12	-47.95	12.41
3626	GR4 SLU 4	I[3789]	-21.06	15.76	11.30	0.01	7.13	9.65
6917	GR4 SLU 14	J[2782]	-221.98	113.25	10.59	0.15	-4.41	-43.26
3637	SLV 5	I[3798]	3.76	89.74	-7.97	-0.30	-3.51	54.98

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
6760	GR4 SLU 5	15.24	83.77
6760	GR4 SLU 13	13.77	161.77
6736	GR4 SLU 14	18.73	91.66
6917	GR4 SLU 14	18.96	93.16
6764	GR4 SLU 2	13.59	169.07
6902	GR4 SLU 2	13.45	167.08
3637	SLV 1	7.19	50.53
6910	SLV 19	4.50	46.32
6917	GR4 SLU 2	13.26	175.41
3626	GR4 SLU 4	3.23	38.97
6917	GR4 SLU 14	18.96	93.16
3637	SLV 5	15.02	112.83

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M24 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	30				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	24	26	39	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm ²)	353			bulloni	900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	13.26	kN
k	2.5				Ned	175.41	kN
alfa	0.64			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50			resistenza a taglio	169.4	kN	OK
e2 (mm)	50			resistenza a rifollamento	470.8	kN	OK
				resistenza a trazione	254.2	kN	OK
				resistenza a punzonamento	894.7	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.571		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

$$M_{Ed} = 175.41 \cdot 0.05 = 8.77 \text{ kNm}$$

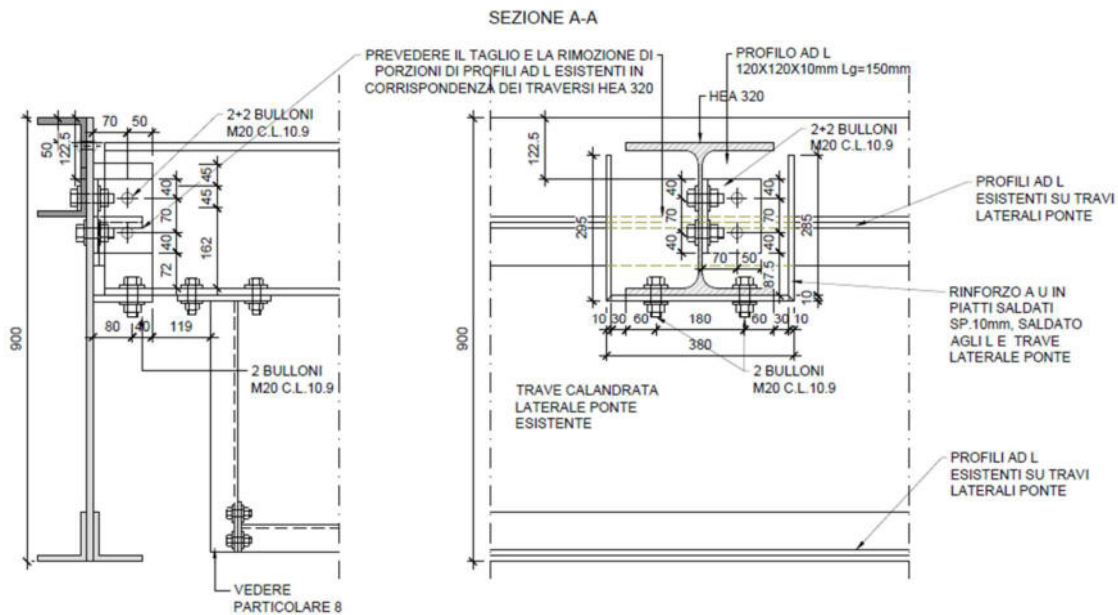
$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(265 \cdot 30^2 / 6) \cdot 335 / 1.25] / 10^6 = 11.28 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.77 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

8.7.7 Traversi HEA 320 su travi esistenti laterali

Si distinguono due varianti del nodo una interamente bullonata per le travi interne e una con bulloni fissati a squadrette saldate sul lato interno delle travi di bordo.

È prevista una squadretta L200x200x12 fissata all'ala inferiore dei traversi con 4 bulloni M20 cl 10.9 e una squadretta 2xL200x200x12 fissata all'anima dei traversi. Nell'immagini che segue si vedono i fissaggi con i bulloni alle anime delle travi esistenti centrali e le saldature delle squadrette sulle anime delle travi esistenti di bordo.



Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di incastro sono riportate in tabella:

HEA320 - TRAVI ESISTENTI LATERALI									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
6759	GR4 SLU 14	I[2772]	-29.10	44.87	14.58	-0.02	0.00	0.00	
6732	GR4 SLU 13	J[2771]	14.07	26.15	-38.60	0.01	0.00	0.00	
3627	SLV 23	I[3788]	3.25	-89.57	4.87	0.06	0.00	0.00	
6926	SLV 5	J[3800]	3.29	90.47	-2.90	0.50	0.00	0.00	
6918	GR4 SLU 2	J[2784]	7.44	30.26	-72.89	0.32	0.00	0.00	
6737	GR4 SLU 2	I[2783]	7.34	-29.45	72.29	-0.32	0.00	0.00	
3636	SLV 19	I[3799]	1.51	-41.20	-4.21	-0.87	0.00	0.00	
6926	SLV 1	J[3800]	1.52	44.85	4.31	0.88	0.00	0.00	
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	-2.68	-14.08	-4.20	0.03	0.00	0.00	
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	-2.68	-14.08	-4.20	0.03	0.00	0.00	
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	-2.68	-14.08	-4.20	0.03	0.00	0.00	
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	-2.68	-14.08	-4.20	0.03	0.00	0.00	

Le massime sollecitazioni di taglio nel singolo bullone in corrispondenza dell'ala inferiore dei traversi HEA 320 valgono:

Elem	Load	Part	Ved ALA
6759	GR4 SLU 14	I[2772]	23.59
6732	GR4 SLU 13	J[2771]	13.54
3627	SLV 23	I[3788]	44.79
6926	SLV 5	J[3800]	45.24
6918	GR4 SLU 2	J[2784]	15.24
6737	GR4 SLU 2	I[2783]	14.84
3636	SLV 19	I[3799]	20.60
6926	SLV 1	J[3800]	22.43
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	7.07
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	7.07
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	7.07
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	7.07

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	9				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm ²)	245			bulloni	900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	45.24	kN
k	2.5				Ned	0	kN
alfa	0.76			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50			resistenza a taglio	117.6	kN	OK
e2 (mm)	40			resistenza a rifollamento	139.1	kN	OK
				resistenza a trazione	176.4	kN	OK
				resistenza a punzonamento	207.5	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.385		OK

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone in corrispondenza dell'anima valgono:

Elem	Load	Part	Ved anima
6759	GR4 SLU 14	J[2772]	15.00
6732	GR4 SLU 13	J[2771]	11.94
3627	SLV 23	J[3788]	2.03
6926	SLV 5	J[3800]	1.80
6918	GR4 SLU 2	J[2784]	18.60
6737	GR4 SLU 2	J[2783]	18.44
3636	SLV 19	J[3799]	1.30
6926	SLV 1	J[3800]	1.32
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	1.70
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	1.70
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	1.70
2761	GR4 SLU 1	J[3169]	1.70

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	9				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355	235	360	1.6875
Ares (mm ²)	245			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	18.44	kN
k	2.5				Ned	0	kN
alfa	0.76			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	50			resistenza a taglio	94.1	kN	OK
e2 (mm)	50			resistenza a rifollamento	72.7	kN	OK
				resistenza a trazione	141.1	kN	OK
				resistenza a punzonamento	108.5	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.196		OK

Infine, si riportano le verifiche dei cordoni di saldatura della mensola alle anime delle travi esistenti di bordo. Ai fini delle verifiche si considerano di trazione e taglio trasversale agenti sul cordone del piatto di base e il taglio agente sui due cordoni laterali. Si considerano saldature z7 L 300 mm per il piatto inferiore e Z7 L 150 per i due piatti laterali.

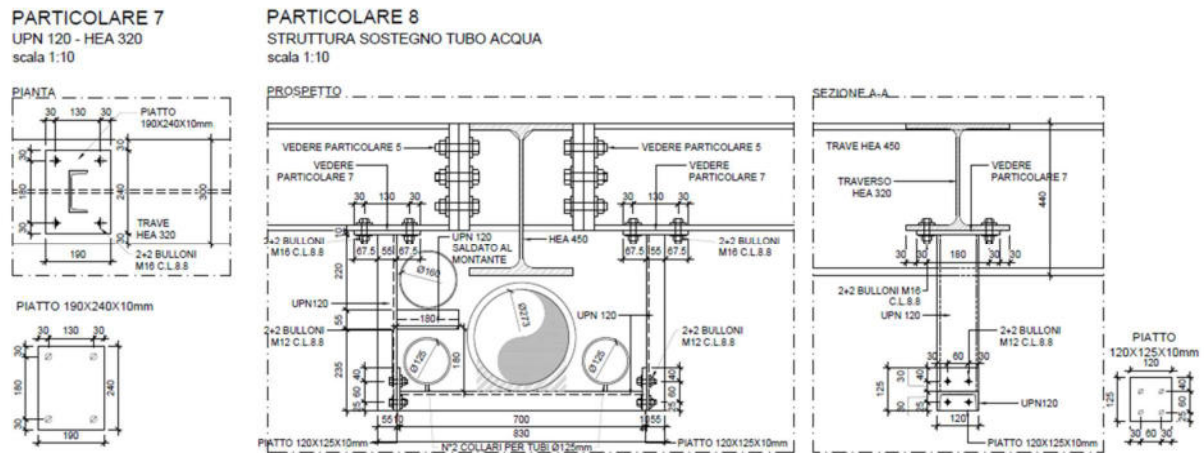
cordoni	z	7	n	1	cordoni	z	7	n	2
	l	300	Asald=	1484.9		l	150	Asald=	1484.9
	a	4.95	W sald=	74246		a	4.95	W sald=	37123
	σ_{orto}	τ_{orto}	τ_{para}	σ_{TOT}		σ_{orto}	τ_{orto}	τ_{para}	σ_{TOT}
	19.6	0.0	60.9	64.0		19.6	0.0	49.1	52.9

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto la seguente disuguaglianza risulta verificata:

$$[\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2]^{0.5} \leq \beta f_{tk} / (FC) = 0.85 \cdot 235 / (1.35) = 147.9 \text{ MPa}$$

8.7.8 UPN 120 su travi HEA 320

Il profilo UPN 120 del rack è ancorato alle travi HEA 320 con 4 bulloni M16.



Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate in tabella:

UPN120 - travi HEA 320								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
6776	SLV 1	I[5883]	0.94	-0.02	1.26	0.00	0.67	0.06
3189	SLV 17	I[3545]	6.74	-2.29	-2.30	0.00	-1.24	-0.52
3186	SLV 23	I[3542]	5.61	-3.24	1.23	0.00	0.66	-0.88
3577	SLV 23	I[3836]	3.91	1.14	0.47	0.00	0.25	0.47
3188	SLV 1	I[3544]	6.59	-1.27	-2.46	0.00	-1.33	-0.45
3190	SLV 1	I[3546]	5.98	-1.19	2.47	0.00	1.33	-0.15
2353	SLV 5	I[2961]	3.73	-1.81	0.56	-0.01	0.30	-0.43
2354	SLV 5	I[2962]	2.90	-1.74	-1.18	0.01	-0.63	-0.46
3188	SLV 1	I[3544]	6.59	-1.27	-2.46	0.00	-1.33	-0.45
3190	SLV 1	I[3546]	5.98	-1.19	2.47	0.00	1.33	-0.15
3185	SLV 21	I[3541]	5.68	-3.23	-1.13	0.00	-0.61	-0.88
3190	SLV 7	I[3546]	1.70	1.08	0.40	0.01	0.21	0.50

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	10				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17	25	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm ²)	157			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	5 kN	
k	2.5				Ned	7.1 kN	
alfa	0.78			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	40					60.3 kN	OK
e2 (mm)	40					128.0 kN	OK
						90.4 kN	OK
						192.2 kN	OK
						0.139	OK

8.7.10 Collegamento staffe impianti UPN120 su UPN 120

Il collegamento dei montanti al traverso orizzontali UPN delle staffe a supporto degli impianti è formato da 4 bulloni M 12 classe 8.8 a ciascuna estremità.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

UPN120 - UPN 120								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
6742	GR4 SLU 6	I[5857]	-0.67	2.45	0.94	0.00	0.00	0.07
6742	GR4 SLU 12	I[5857]	2.52	2.45	0.94	0.00	0.01	0.54
3120	GR4 SLU 1	J[3420]	1.68	-5.77	0.81	0.00	0.01	0.60
3118	GR4 SLU 1	I[3416]	1.68	5.77	-0.81	0.00	0.00	0.60
3123	SLV 19	J[3425]	1.35	-5.44	-1.52	0.00	0.00	0.48
3121	SLV 19	I[3421]	0.90	3.08	1.51	0.00	0.00	0.36
2289	GR4 SLU 1	I[2843]	1.10	4.12	1.18	0.00	0.00	0.42
2289	GR4 SLU 1	I[2843]	1.10	4.12	1.18	0.00	0.00	0.42
3121	SLV 19	J[3423]	0.90	-0.77	0.90	0.00	-0.50	-0.65
3118	SLV 1	J[3418]	0.97	-0.70	-0.94	0.00	0.50	-0.69
3121	SLV 17	J[3423]	0.28	-1.55	0.84	0.00	-0.47	-0.75
3120	SLV 23	J[3420]	2.23	-5.22	0.85	0.00	0.01	0.88

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M12 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali			
spessore piatto/ala/anima (mm)	8				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	12	13	20	acciaio profili e piastre S 355	275	430	1.25
Ares (mm ²)	84			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni			
n° bulloni	1				Ved	3.2 kN	
k	2.5				Ned	9 kN	
alfa	0.64			Resistenze di calcolo			
e1 (mm)	25			resistenza a taglio	32.3	kN	OK
e2 (mm)	25			resistenza a rifollamento	52.9	kN	OK
				resistenza a trazione	48.4	kN	OK
				resistenza a punzonamento	105.8	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.232		OK

8.7.11 Collegamento montanti struttura gradini C100x50x8 su HEA 450

Il montante C 100x50x8 presenta una piastra saldata alla base e collegata con 2 bulloni M16 classe 8.8 all'ala superiore delle travi principali.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

C 100x50x8 su travi HEA450-HEB450								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2500	GR4 SLU 5	J[2976]	-12.49	3.79	36.84	0.03	5.51	0.00
2495	GR4 SLU 15	I[2971]	3.13	2.07	-18.19	-0.01	2.74	0.00
4241	GR4 SLU 2	I[4147]	-3.92	-7.05	-0.33	0.00	0.21	0.00
2065	GR4 SLU 5	I[2617]	-2.24	7.78	0.09	0.00	0.02	0.00
2393	GR4 SLU 5	I[2889]	-10.65	-1.81	-73.60	0.00	2.07	0.00
2394	GR4 SLU 5	J[2890]	-10.66	1.82	73.67	0.00	2.08	0.00
2199	GR4 SLU 5	I[2767]	-7.76	1.20	-23.95	-0.15	4.14	0.00
2200	GR4 SLU 5	J[2768]	-7.78	-1.19	23.96	0.15	4.14	0.00
2278	GR4 SLU 5	J[2816]	-11.27	0.24	-41.41	-0.11	-5.76	0.00
2281	GR4 SLU 5	I[2819]	-11.41	-0.32	-41.90	-0.12	5.75	0.00
3903	GR4 SLU 2	I[3820]	-7.87	-4.90	0.38	0.00	0.00	-1.28
3901	SLV 7	I[3818]	-0.25	0.05	1.46	0.00	0.17	0.03

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
2500	GR4 SLU 5	18.52	32.41
2495	GR4 SLU 15	9.15	17.68
4241	GR4 SLU 2	3.53	1.24
2065	GR4 SLU 5	3.89	0.12
2393	GR4 SLU 5	36.81	12.18
2394	GR4 SLU 5	36.85	12.24
2199	GR4 SLU 5	11.99	24.35
2200	GR4 SLU 5	11.99	24.35
2278	GR4 SLU 5	20.71	33.88
2281	GR4 SLU 5	20.95	33.82
3903	GR4 SLU 2	2.46	0.00
3901	SLV 7	0.73	1.00

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali				
spessore piatto/ala/anima (mm)	12				fyk	ftk	γ_{M2}	
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17.5	25	acciaio profili e piastre S 355		275	430	1.25
Ares (mm ²)	157			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni				
n° bulloni	1				Ved	36.85	kN	
k	2.3				Ned	12.24	kN	
alfa	0.48			Resistenze di calcolo				
e1 (mm)	25				resistenza a taglio	60.3	kN	OK
e2 (mm)	25				resistenza a rifollamento	72.3	kN	OK
					resistenza a trazione	90.4	kN	OK
					resistenza a punzonamento	197.5	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.708		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

$$M_{Ed} = 12.24 \cdot 0.03 = 0.37 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [(70 \cdot 12^2 / 6) \cdot 275 / 1.05] / 10^6 = 0.44 \text{ kNm.}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.84 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

Elem	Load	Ved	Ned
3055	SLV 23	2.49	2.95
2276	GR4 SLU 5	4.73	1.45
2388	GR4 SLU 5	4.28	7.38
2396	GR4 SLU 5	4.18	6.14
2395	GR4 SLU 5	7.40	0.80
2387	GR4 SLU 5	8.48	0.56
2109	GR4 SLU 5	2.64	0.10
2110	GR4 SLU 5	0.83	2.51
2061	GR4 SLU 1	0.48	0.66
2061	GR4 SLU 1	0.48	0.66
2061	GR4 SLU 1	0.48	0.66
2061	GR4 SLU 1	0.48	0.66

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M12 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche		Caratteristiche dei materiali					
spessore piatto/ala/anima (mm)	8			fyk	ftk	γ_{M2}	
diametro bulloni/foro/dado (mm)	12	13	20	acciaio profili e piastre S 355	275	430	1.25
Ares (mm ²)	84			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1	Sollecitazioni					
n° bulloni	1			Ved	8.5	kN	
k	2.5			Ned	0.56	kN	
alfa	0.64	Resistenze di calcolo					
e1 (mm)	25			resistenza a taglio	32.3	kN	OK
e2 (mm)	25			resistenza a rifollamento	52.9	kN	OK
				resistenza a trazione	48.4	kN	OK
				resistenza a punzonamento	103.7	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.272		OK

Le verifiche dei cordoni di saldatura dei piatti di collegamento alle anime delle travi esistenti di bordo sono condotte considerando due cordoni di saldatura z8 L 45 mm.

cordoni	z	8	n	2
	l	45	Asald=	509.1
	a	5.66	W sald=	3818

La verifica risulta soddisfatta se la seguente disuguaglianza risulta verificata

$$[\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2]^{0.5} \leq \beta f_{tk} / (FC) = 0.85 \cdot 235 / (1.35) = 147.9 \text{ MPa}$$

Come si evince dalla tabella seguente in tutti i casi la tensione totale risulta inferiore al limite sopra riportato e quindi le verifiche risultano soddisfatte:

Elem	Load	σ_{orto}	τ_{orto}	τ_{para}	σ_{TOT}
3055	SLV 23	1.1	11.6	9.7	15.2
2276	GR4 SLU 5	0.5	5.7	18.6	19.4
2388	GR4 SLU 5	2.2	29.0	16.7	33.5
2396	GR4 SLU 5	3.1	24.1	16.1	29.2
2395	GR4 SLU 5	24.2	3.1	16.1	29.2
2387	GR4 SLU 5	28.9	2.2	16.6	33.4
2109	GR4 SLU 5	9.8	0.4	3.3	10.4
2110	GR4 SLU 5	0.4	9.8	3.3	10.4
2061	GR4 SLU 1	0.7	2.6	1.7	3.2
2061	GR4 SLU 1	0.7	2.6	1.7	3.2
2061	GR4 SLU 1	0.7	2.6	1.7	3.2
2061	GR4 SLU 1	0.7	2.6	1.7	3.2

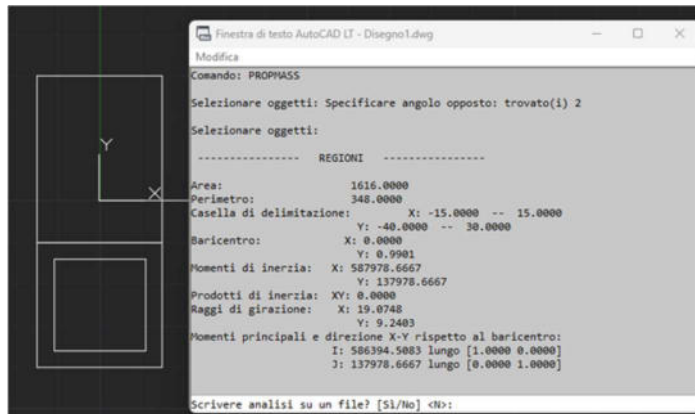
8.8 PARAPETTO

Il parapetto esistente viene rinforzato mediante l'accoppiamento ai montanti esistenti con un nuovo piatto 40x30 mm saldato al montante esistente (30x30) sul lato esterno e saldato alla base sul profilo L di testa delle travi di bordo esistenti.

Si considera uno schema statico di incastro alla base, appoggio in corrispondenza dei profili L a supporto dei gradini e sbalzo fino al corrimano.

L'interasse medio dei montanti è di 160 cm, l'altezza del parapetto è 108 cm mentre la massima altezza dai gradini alla trave di bordo è di 51 cm.

Le caratteristiche geometriche della sezione composta sono le seguenti:



Le sollecitazioni massime si riscontrano a livello dell'appoggio del montante in corrispondenza della sovrastruttura a supporto dei gradini:

$$M_{soll, montante} = 2.86 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza è soddisfatta e riporta:

$$M_{resistente} = 14698 \times 235 / 1.05 \times 10^{-6} = 3.29 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.87 < 1 \rightarrow \text{verificato}$$

Parapetto Fh= 2.00 kN/m			
altezza	1.08	m	
altezza attacco	0.51	m	
altezza complessiva	1.59	m	
interasse montanti	1.60	m	
Forza orizzontale	2.00	kN/m	
coefficiente amplificativo azioni	1.5	-	
Momento sollecitante BASE	3.816	kNm	
profilo montante			
tubo 30x30x4 +40x30 pieno	14698	W mm ³	
	587900	J mm ⁴	
			Mrd
acciaio S235	235		3.289

Si considera a favore di sicurezza tutto acciaio S235 anche se il nuovo tubo piatto è in acciaio S355.

9 CONCLUSIONI

Le strutture in acciaio ed in calcestruzzo armato delle opere che compongono il ponte Longo di Murano sono state tutte verificate secondo i criteri della scienza delle costruzioni e nel rispetto delle normative attualmente vigenti. Tutti gli elementi costruttivi nuovi ed esistenti risultano verificati.