

S.S. 67 "Tosco Romagnola"
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di
Dicomano.
Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI462

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



sinergo



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

IL GEOLOGO:

*Geol. Massimo Mezzanatica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi della Lombardia n. 762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani



PROTOCOLLO:

DATA:

12 - OPERE D'ARTE MAGGIORE

12.03 - Sieve 2

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-VI03-STR-RE01-A.pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	P01VI03STRRE01	A	R
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	02/2024	MARZAGALLI	DONELLI	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 2 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Impalcato	4
1.2	Appoggi e giunti di dilatazione	5
1.3	Pile	6
1.4	Spalle	8
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	10
2.1	Normativa emessa dallo stato italiano	10
2.2	Normativa emessa da enti pubblici.....	10
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	11
3.1	Programmi di calcolo numerico FEM.....	11
3.2	Altri programmi di calcolo utilizzati.....	12
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
4.1	Acciaio da carpenteria.....	13
4.2	Calcestruzzo	13
5	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	15
5.1	Criteri di verifica per le sezioni in c.a.	15
5.2	Criteri di verifica per le sezioni in acciaio o composte acciaio/cls.....	17
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	26
6.1	Caratterizzazione geotecnica	26
6.2	Caratterizzazione sismica.....	26
7	ANALISI DEI CARICHI	28
7.1	Pesi propri dell'impalcato (g_1)	28
7.2	Carichi permanenti portati (g_2).....	28
7.3	Cedimenti vincolari (ϵ_4).....	28
7.4	Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_1)	29
7.5	Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_2)	31
7.6	Azioni variabili da traffico veicolare: frenamento o accelerazione (q_3).....	31
7.7	Azioni variabili dovute al vento (q_5).....	31
7.8	Azioni variabili dovute alla neve (q_5).....	37
7.9	Azioni variabili dovute alla temperatura (q_7).....	37
7.10	Ritiro della soletta di cls (ϵ_2).....	38
7.11	Urti dovute all'urto dei veicoli in svio (q_8)	38
7.12	Resistenze passive dei vincoli (q_9)	39
7.13	Azioni sismiche (E).....	40
8	COMBINAZIONI DI CARICO	43
8.1	Stati Limite Ultimi.....	44
8.2	Stati Limite di Esercizio	44

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	3 di 99
			Data 10/2023	

8.3	Stati Limite di Fatica	45
9	MODELLI DI CALCOLO	46
9.1	Modello di calcolo “globale” dell’impalcato.....	46
9.2	Modello di calcolo “locale” della soletta	56
10	VERIFICHE DELLE TRAVI.....	57
10.1	Verifiche di resistenza	57
10.2	Verifiche di instabilità.....	59
10.3	Verifiche a fatica.....	61
10.4	Verifiche a deformazione.....	63
11	VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 1	65
11.1	Verifiche di resistenza	65
11.2	Disposizione dei pioli.....	68
11.3	Verifiche di instabilità.....	68
11.4	Verifiche a fatica.....	70
12	VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 2.....	73
12.1	Verifiche di resistenza	73
12.2	Disposizione dei pioli.....	76
12.3	Verifiche di instabilità.....	76
12.4	Verifiche a fatica.....	77
13	VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 3.....	80
13.1	Verifiche di resistenza	80
13.2	Disposizione dei pioli.....	83
13.3	Verifiche di instabilità.....	83
13.4	Verifiche a fatica.....	84
14	VERIFICHE LOCALI DELLA SOLETTA IN C.A.	87
14.1	Verifiche in fase di costruzione	87
14.2	Verifiche in fase di esercizio	88
15	DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	95
15.1	Dispositivi di appoggio.....	95
15.2	Giunti di dilatazione.....	98
16	APPENDICE: TABULATI DI CALCOLO.....	99

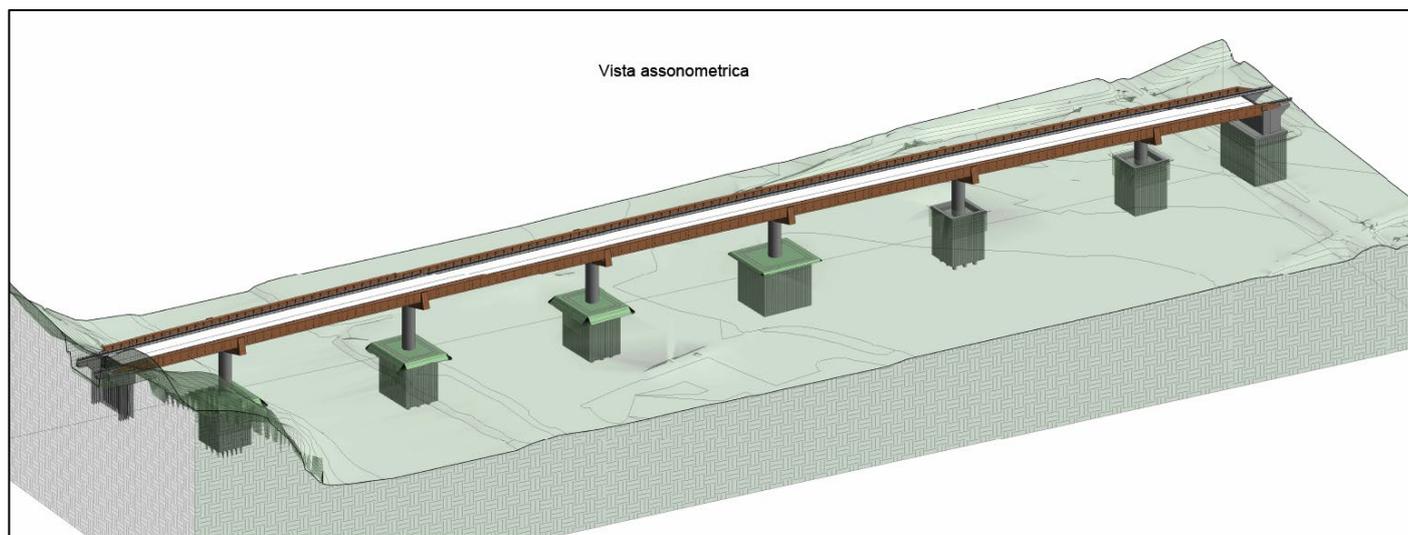
CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 4 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA, ARCHITETTURA, AMBIENTE	sinergo D-VA <small>DIVISION ARCHITECTURE</small>	
			Data 10/2023	

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato del Viadotto Sieve 2, facente parte delle opere previste nell'ambito dei "Lavori di adeguamento della S.S.67 Tosco-Romagnola nel tratto tra la località San Francesco in comune di Pelago e l'abitato di Dicomano – Variante di Rufina – Lotti 2A e 2B".

L'opera è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC-2018), da cui scaturisce un coefficiente d'uso C_U pari a 2. Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R pari a 100 anni.

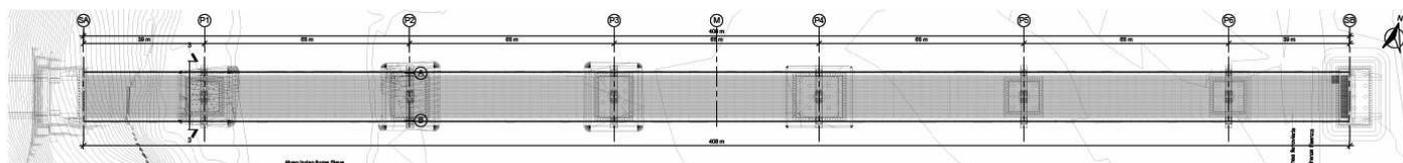
Il viadotto in progetto prevede la realizzazione di un impalcato a via di corsa inferiore realizzato con un sistema misto acciaio-calcestruzzo e sviluppato su n.7 campate con schema statico a trave continua. Le luci di calcolo risultano pari a 66 mt per le campate centrali e 39 mt per le due campate terminali, per un totale di 408 mt. Gli impalcati sono costruiti in continuità sulle pile e caratterizzati da una soletta gettata in opera con ausilio di coppelle autoportanti in cls. Le pile, a sezione circolare, sono realizzate con fusto in cemento armato ordinario sulla cui sommità viene realizzato un pulvino in carpenteria metallica.



Vista assonometrica del viadotto (modello BIM)

1.1 Impalcato

L'impalcato è realizzato con andamento planimetrico rettilineo lungo tutto il suo sviluppo (409.60 mt totali, compresi i retro-travi); altimetricamente invece prevede una pendenza longitudinale variabile e linearmente decrescente dalla Spalla A (lato monte sub-orizzontale) alla Spalla B (lato valle con pendenza pari a circa 4.50%).

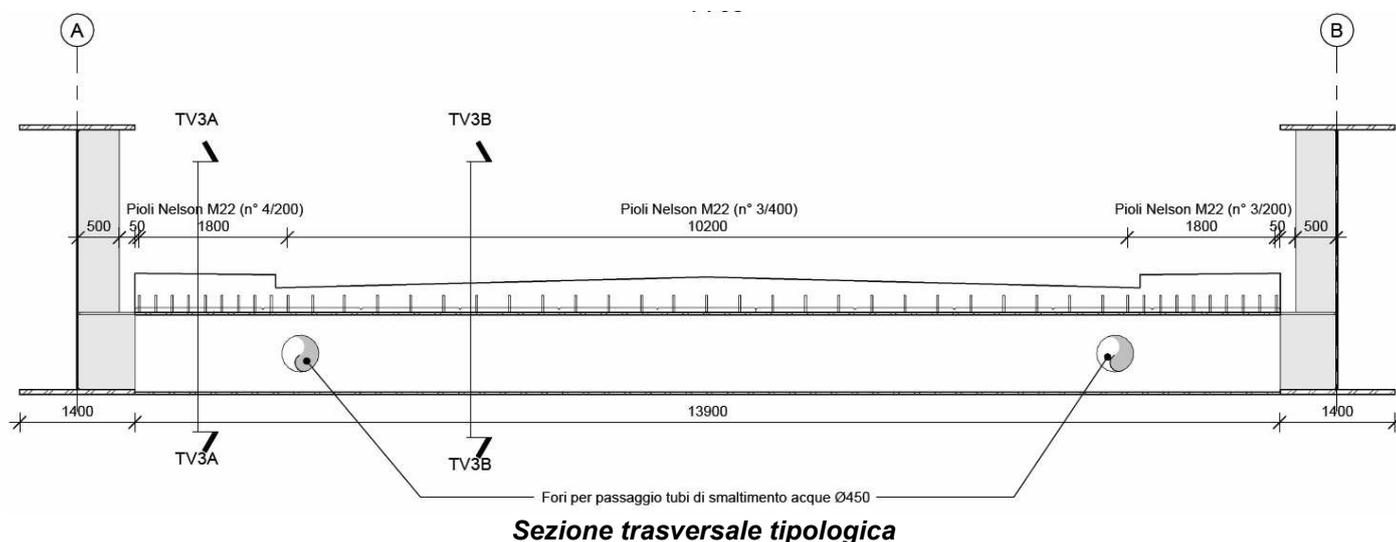


Vista in pianta della carpenteria metallica

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 5 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI EMAZIA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D_VA DVisionArchitecture	
			Data 10/2023	

L'impalcato, a via di corsa inferiore, presenta una sezione trasversale costituita da:

- n.2 travi portanti longitudinali, realizzate completamente in carpenteria metallica con sezione composta saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 3.30 mt e larghezza delle ali costante pari a 1.40 mt). Lo spessore dei piatti risulta variabile da concio in concio (40÷80 mm per le ali, 20÷28 mm per le anime).
- n.137 traversi, realizzati a sezione mista acciaio/cls (passo costante pari a 3.00 mt):
 - o parti in carpenteria metallica realizzate in composizione saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 1.00 mt e larghezza delle ali pari a 80 cm (per i traversi in asse appoggi) oppure 60 cm (per i traversi in campata).
 - o parti gettate in opera in c.a. ordinario (soletta) con l'ausilio di predalles prefabbricate (spessore totale predalles + getto in opera pari a 30 cm); la solidarizzazione con le sottostanti parti in carpenteria metallica è realizzata con pioli tipo Nelson saldati all'estradosso dell'ala superiore del traverso e inglobati nel getto in opera della soletta.



Tutte le connessioni tra gli elementi di carpenteria metallica sono realizzate con saldature a completo ripristino, evitando antiestetiche connessioni bullonate.

La soletta è dimensionata per ospitare una piattaforma stradale di calibro 10.50 mt, con due corsie di marcia da 3.75 mt e banchine laterali da 1.50 mt. Ai lati della carreggiata stradale vengono ricavati 2 cordoli in c.a. di larghezza 170 cm, con marciapiedi di servizio e barriere di sicurezza metalliche: all'interno del getto in opera dei cordoli verranno previsti appositi cavidotti per il passaggio di impianti tecnologici.

1.2 Appoggi e giunti di dilatazione

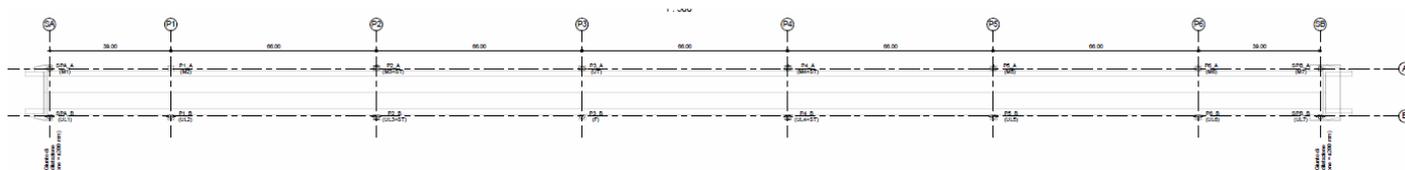
Gli apparecchi di appoggio, posizionati in asse alle anime delle travi longitudinali, vengono realizzati in acciaio teflon con caratteristiche tali da assecondare le dilatazioni e le contrazioni dell'impalcato dovute ai fenomeni lenti (ritiro del cls di soletta, variazioni termiche stagionali): gli apparecchi fissi in direzione longitudinale vengono collocati sull'asse appoggi della Pila P3 (posizione più prossima alla mezzeria dell'opera) per rendere il più possibile omogenee le escursioni previste nei giunti di dilatazione delle spalle (realizzati in gomma armata).

A livello sismico, a causa delle elevate accelerazioni orizzontali del sito, in accoppiamento agli apparecchi mobili degli assi appoggi P2 e P4 è previsto l'alloggiamento di sistemi di ritegno longitudinale (tipo Shock-Transmitter), in modo da ridistribuire le azioni sismiche su n.3 pile, sfruttandone sia la capacità deformativa (dovuta alla maggiore altezza dei fusti) sia la duttilità della sezione di base (con la creazione di cerniere plastiche). La pila P1, inizialmente prevista con gli stessi ritegni sismici, è stata invece mantenuta libera nei

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 6 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

confronti delle azioni sismiche longitudinali poiché le indagini geologiche hanno rivelato la presenza di una categoria di sottosuolo molto differente rispetto alle pile P2-P3-P4.

Lo schema di vincolo adottato viene riepilogato nella seguente figura:



Per ogni asse appoggi sono inoltre indicate n.3 posizioni per l'alloggiamenti dei martinetti idraulici necessari al sollevamento dell'impalcato (qualora si presentasse la necessità di dover intervenire o sostituire gli apparecchi di appoggio).

1.3 Pile

Le pile vengono realizzate con fusti circolari in c.a. e pulvini in carpenteria metallica. Nello specifico:

- I fusti di elevazione presentano sezione circolare piena alle due estremità e cava nel tratto centrale, con diametro esterno costante pari a 4.00 mt e spessori delle parti cave pari a 50 cm. Il tratto di base viene realizzato a sezione piena per evitare che durante la vita utile dell'opera possa crearsi un 'effetto-vasca' (l'altezza di tale tratto varia da pila a pila, mantenendo sempre come limite la quota di piena duecentennale del fiume Sieve); il tratto sommitale presenta invece un'altezza costante per tutte le pile (pari a 1.50 mt) e viene realizzato per consentire la corretta posa dei tirafondi (necessari per realizzare il nodo di incastro con il pulvino metallico).
- Il pulvino viene realizzato in carpenteria metallica a sezione composta saldata; trasversalmente si presenta come una sezione rettangolare cava, con larghezza di base costante (2.20 mt) ed altezza variabile (pari a 3.00 mt in ombra al fusto di elevazione e linearmente rastremata verso l'esterno fino ad un'altezza di 1.45 mt). La sezione viene opportunamente irrigidita nella parte interna con piatti orizzontali e verticali: in particolare, questi ultimi vengono previsti nelle posizioni degli apparecchi di appoggio e di sollevamento, per conferire maggiore rigidezza al piatto superiore e ripartire con maggiore omogeneità gli scarichi puntuali dell'impalcato. Sono altresì previste delle botole per consentire la corretta ispezione e manutenzione di tutte le parti dell'opera.

Alle estremità libere del pulvino vengono previsti dei telai metallici realizzati con tubi quadri cavi commerciali per il sostegno del carter: quest'ultimo viene proposto con funzione estetica di 'mascheratura' delle zone di appoggio dell'impalcato (solo in queste zone, infatti, sulle travi longitudinali sono presenti irrigidenti trasversali esterni).

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche di calcolo delle pile:

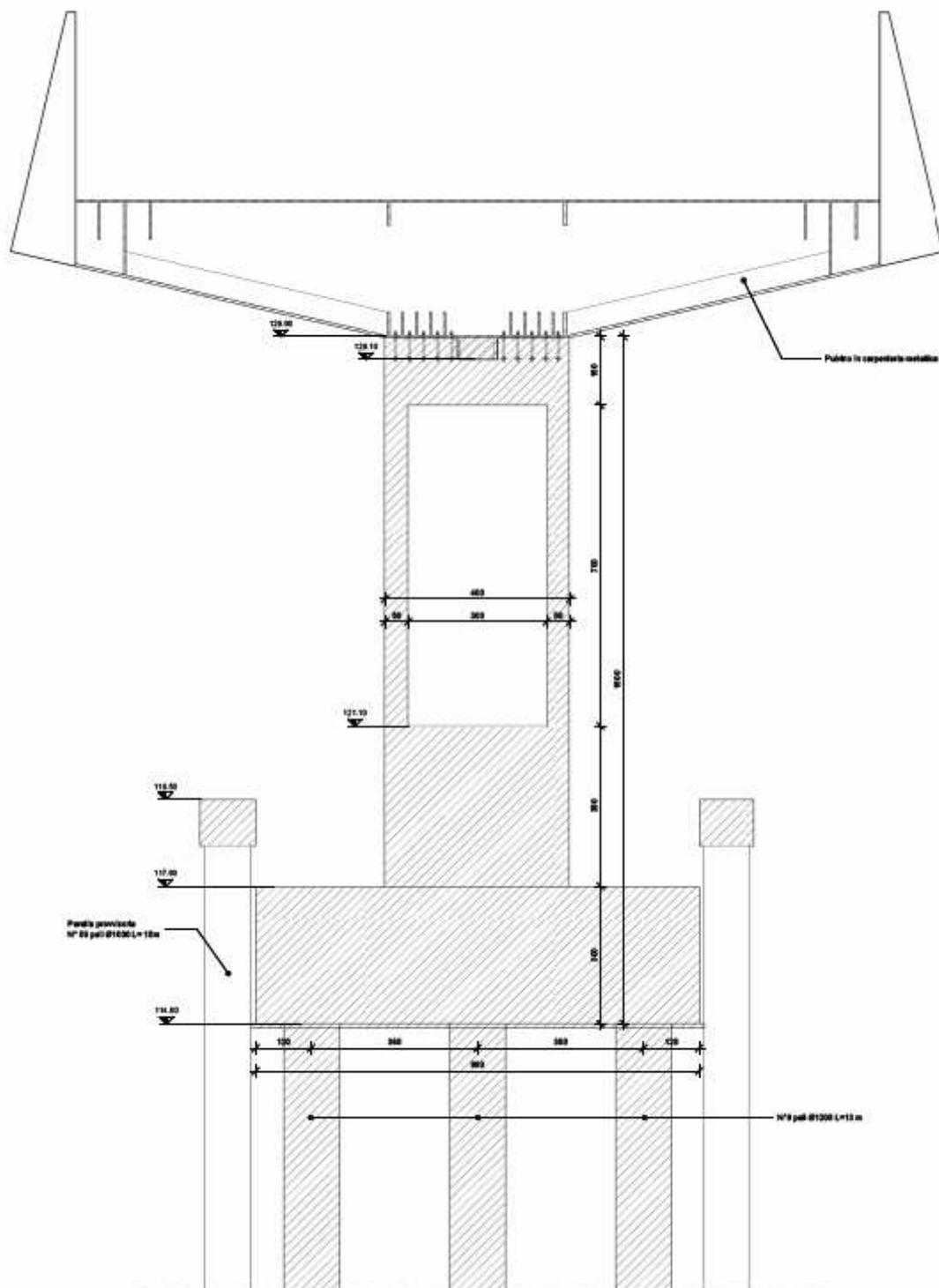
	H _{TOT}	H _{BASE} (sez. piena)	H _{CENT} (sez. cava)	H _{TESTA} (sez. piena)	H _{PULVINO} (in asse pila)	D _{ESTERNO}
P1	24.00	6.00	13.50	1.50	3.00	4.00
P2						
P3	21.00	4.50	12.00			
P4	18.00	4.00	9.50			
P5	15.00	3.50	7.00			
P6	11.00	0.00	6.50			

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETAZMA ENERGENZA S.p.A.	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 7 di 99
	Data 10/2023						

Le fondazioni sono di tipo indiretto; ogni fondazione risulta composta di:

- Una platea in c.a. gettato in opera, di dimensioni quadrate o rettangolari (dettagliate nella relazione di calcolo delle Pile) e spessore costante pari a 3.00 mt.
- Pali di grande diametro Ø1200 mm (ad eccezione della Pila 1 con micropali Ø300 mm) in numero e lunghezza variabile a seconda della pila da sostenere.

Nella seguente figura viene proposta la sezione trasversale della Pila 5.



Sezione trasversale Pila 5

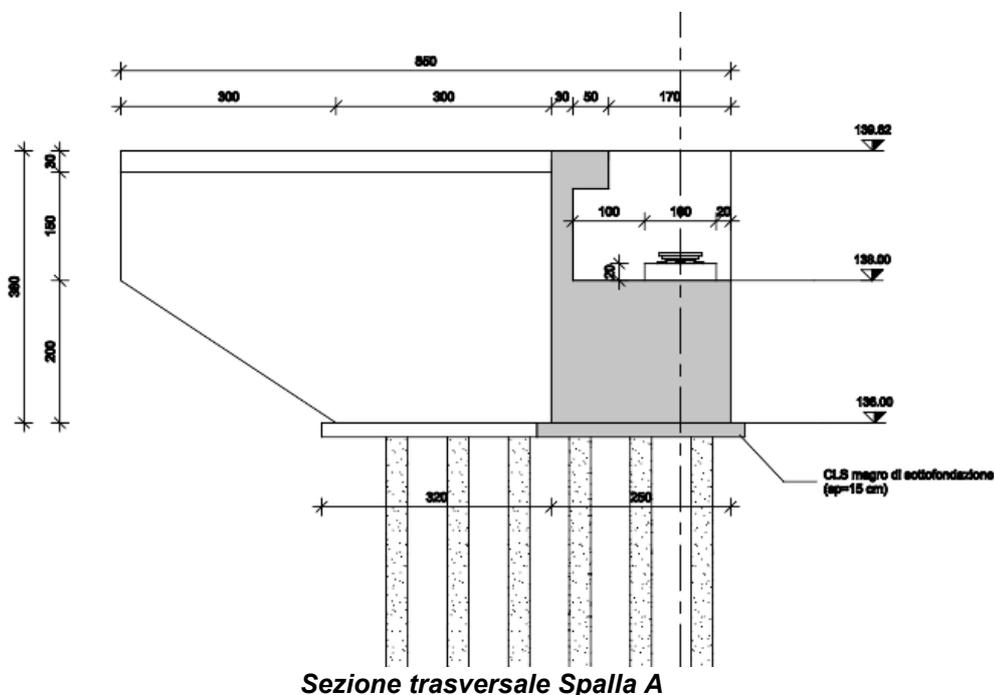
CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 8 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETEMIA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

1.4 Spalle

Le spalle vengono realizzate interamente in opera in c.a. e presentano caratteristiche differenti tra monte (Spalla A) e valle (Spalla B). In particolare:

- La **Spalla A** è di tipo 'passante' e risulta essenzialmente composta da un cordolo con forma planimetrica a 'C' che assume la duplice funzione di pulvino (nella parte frontale) e di fondazione; la sezione trasversale si presenta di forma rettangolare e risulta di dimensioni costanti nella parte frontale (2.50x2.00 mt) e con lunghezza di base linearmente decrescente nei tratti di risvolto. Nella parte sommitale del cordolo frontale si innesta un muro di spessore costante pari a 30 cm con funzione di paraghiaia, sagomato in testa per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato. Nella parte sommitale dei cordoli di risvolto si innestano dei muri di spessore costante pari a 30 cm con funzione di contenimento laterale del rilevato stradale; in testa sono ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato. Le fondazioni sono di tipo indiretto e costituite da micropali Ø300mm.
- La **Spalla B** è di tipo 'a tutta altezza' e risulta composta da un muro frontale di spessore costante a tratti (2.50 mt per la parte con funzione di pulvino, 30 cm per la parte con funzione di paraghiaia) e due muri laterali per il contenimento del rilevato stradale (innestati in parte nella platea di fondazione e in parte a sbalzo). La parte sommitale del paraghiaia viene sagomata per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato; viene inoltre garantito uno spazio sufficiente tra il filo esterno del paraghiaia e la parte terminale dell'impalcato per poter permettere il passaggio del personale per ispezioni e/o manutenzione. Nella parte sommitale dei muri di risvolto sono invece ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato. Le fondazioni sono di tipo indiretto e costituite da n.15 pali di grande diametro Ø1200 mm.

Nelle seguenti figure vengono riportate le sezioni trasversali delle spalle.



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 10 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “agli Stati Limite” e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

2.1 Normativa emessa dallo stato italiano

- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Decreto 17 gennaio 2018*
AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI”
(nel seguito denominate NTC-2018)
- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.*
ISTRUZIONE PER L’APPLICAZIONE DELL’AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018

2.2 Normativa emessa da enti pubblici

- **UNI EN 1991-1-5:2004**
Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- **UNI EN 1992-1-1:2015**
Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-1:2022**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-5:2019**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- **UNI EN 1993-1-8:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **UNI EN 1993-1-9:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica
- **UNI EN 1993-1-10:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- **UNI EN 1993-2:2007**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- **UNI EN 1994-2:2006**
Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-cls - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- **UNI EN 1998-1:2013**
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- **UNI EN 1998-2:2011**
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- **CNR-DT 207 R1/2018**
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 11 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo descritti di seguito. Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

3.1 Programmi di calcolo numerico FEM

Il calcolo delle sollecitazioni è sviluppato utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

- **CSI BRIDGE - Versione 21**
Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"
Licenza n. 2010-*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.
Programma ad elementi finiti per l'analisi integrata in 3D, la progettazione e la valutazione di ponti e viadotti.
- **SAP2000 - Versione 21**
Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"
Licenza n. 2010-*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.
Programma ad elementi finiti per l'analisi e la progettazione di strutture in generale.

Il programma permette l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Il software è caratterizzato da una potente interfaccia grafica di grande facilità d'uso e produttività, tramite la quale è possibile gestire la creazione del modello, l'esecuzione delle analisi e delle verifiche, l'ottimizzazione del progetto e la produzione degli output.

Il software possiede alcune sofisticate caratteristiche di base quali:

- Solutore veloce;
- Possibilità di definire carichi in termini di forze e spostamenti;
- Possibilità di definire elementi frame non prismatici, con geometrie integralmente definibili dall'utente mediante un apposito Section Designer;
- Possibilità di definire elementi di controvento in grado di lavorare unicamente in trazione;
- Possibilità di definire elementi shell molto accurati anche a più strati;
- Analisi modale di Eigen e di Ritz;
- Sistemi di coordinate multiple per geometrie inclinate;
- Svariate opzioni di vincolo interno ed esterno;
- Capacità di combinare insieme mesh definite separatamente;
- Molle 6x6 a rigidità completamente accoppiata;
- Capacità di combinare insieme o di involuppare all'interno di una singola esecuzione analisi dinamiche multiple.
- Possibilità di definire carichi mobili;
- Possibilità di definire elementi Link non lineari (Gap, Hook, isolatori, smorzatori, plastici multi-lineari);
- Possibilità di definire cerniere plastiche multi-lineari da utilizzare con gli elementi frame, funi, molle dipendenti dalla frequenza ed elementi shell multistrato non lineari.
- Possibilità di eseguire analisi statiche non lineari per geometria e materiali (Pushover);
- Possibilità di eseguire analisi time-history non lineari con sovrapposizione modale o integrazione diretta;
- Possibilità di eseguire analisi di instabilità (Buckling).

È possibile avere accesso a tutti i dati del programma, incluse le informazioni sul modello, i risultati dell'analisi e i risultati delle verifiche, attraverso un archivio a struttura tabulare. I dati tabulari possono essere rappresentati e editati direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica oppure esportati a un archivio Microsoft Access o a un foglio di lavoro Microsoft Excel o anche ad un semplice file di testo. È possibile utilizzare i dati così esportati per creare relazioni o per eseguire calcoli autonomi. Questi medesimi dati tabulari possono a loro volta essere creati autonomamente e quindi importati all'interno del programma, consentendo così

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 12 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

all'utente di generare o modificare i propri modelli all'esterno del programma stesso. Esiste inoltre la possibilità di scambiare dati con svariati altri programmi molto diffusi per il disegno e per il calcolo.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati, il software effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input (controllo di eventuali labilità del modello), calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni negli elementi strutturali. I carichi vengono applicati alla struttura mediante una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Load Case, che il software utilizza nell'analisi della struttura. Le sollecitazioni utilizzate dal programma nella verifica/progetto delle sezioni (Load Combinations) sono a loro volta delle combinazioni lineari dei Load Case. Tali combinazioni possono essere definite dall'utente, ovvero in modo automatico dal software in funzione della normativa selezionata.

3.1.1 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. Il nome SAP è sinonimo di soluzioni analitiche allo stato dell'arte fin dall'introduzione, oltre trent'anni fa, delle prime versioni SAP, SOLIDSAP e SAPIV, versioni a loro volta seguite dalle più recenti implementazioni per PC, SAP80 e SAP90. Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

3.2 **Altri programmi di calcolo utilizzati**

Le verifiche delle sezioni (basate sulle sollecitazioni estratte dal programma di calcolo FEM) vengono effettuate o con programmi di tipo commerciale o con fogli di calcolo autoprodotti.

3.2.1 Programmi di calcolo con licenza di tipo commerciale

Le verifiche delle sezioni in c.a. vengono eseguite con il seguente programma di calcolo commerciale:

- **STS VERIFICHE SL NTC2008 - Versione 2.0**

Prodotto e distribuito dall'ing. Paolo Sangalli

Licenze con chiavi hardware tipo "Standalone" concessa a Pro Iter S.r.l.

Programma per le principali verifiche di resistenza di elementi in cemento armato e cemento armato precompresso.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	13 di 99
			Data 10/2023	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Acciaio da carpenteria

4.1.1 Travi, traversi, pulvini, irrigidenti e piatti

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4, si utilizza un acciaio da carpenteria conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 con marcatura CE.

Si utilizza un acciaio strutturale tipo **S355J2W** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30 -$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Massa volumica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{tk} = 490 \text{ N/mm}^2$

4.1.2 Saldature

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4.5, la saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011.

Tutte le saldature dovranno essere eseguite con **saldature a completo ripristino**, se non diversamente specificato.

4.1.3 Connettori a piolo

Per i connettori a piolo, il paragrafo 11.3.4.7 delle NTC-2018 prevede che l'acciaio utilizzato per essi sia compatibile per la saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi.

Nel caso in esame, si utilizzano pioli tipo Nelson, realizzati con un acciaio **S235J2G3+C450**, secondo la UNI EN ISO 13918, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30 -$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Massa volumica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tra rottura e snervamento caratteristici	$\rho_k \geq 1.20 -$
Allungamento a rottura	$L/L_0 \geq 12 \%$
Strizione a rottura	$A/A_0 \geq 50 \%$

4.2 Calcestruzzo

4.2.1 Impalcato (predalles, soletta e cordoli)

Si utilizza un cls di classe **C35/45**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	45.00 N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	$= 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	$= 45.35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	$= 34625 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	$= 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	$= 2.35 \text{ N/mm}^2$

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
P01-VI03-STR-RE01	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	A	14 di 99
	MANDANTI  ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA SANALTA AMBIENTE	Data	
	 sinergo	10/2023	
	 D_VA D_VisionArchitecture		

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	21.17 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_C	=	1.56 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	< $0.60 \times f_{ck}$	=	22.41 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	< $0.45 \times f_{ck}$	=	16.81 N/mm ²

4.2.2 Fusti pile

Si utilizza un cls di classe **C32/40**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	=	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck}$	=	33.20 N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= $f_{ck} + 8$	=	41.20 N/mm ²
Modulo elastico	E_c	= $22000 \times (f_{cm} / 10)^{0.3}$	=	33643 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk}	= $0.70 \times f_{ctm}$	=	2.17 N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	18.81 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_C	=	1.45 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	< $0.60 \times f_{ck}$	=	19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	< $0.45 \times f_{ck}$	=	14.94 N/mm ²

4.2.3 Acciaio da cemento armato

Si utilizza acciaio per cemento armato tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=	450.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	f_{yd}	= f_{yk} / γ_S	=	391.30 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione massima di trazione	σ_s	< $0.80 \times f_{yk}$	=	360.00 N/mm ²
------------------------------	------------	------------------------	---	--------------------------

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 15 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

5 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

5.1 Criteri di verifica per le sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato relative alla soletta in c.a. si effettuano le seguenti verifiche:

- 1) Stato Limite Ultimo per presso-flessione;
- 2) Stato Limite Ultimo per taglio;
- 3) Stato Limite di Esercizio per la limitazione delle tensioni;
- 4) Stato Limite di Fessurazione.

5.1.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con: $\epsilon_{c2} = 0,2\%$ - $\epsilon_{cu} = 0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

5.1.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio, calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \max\left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ; (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$$

- Valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 16 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.00$ (con d in mm);
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;
- A_{sl} = area dell'armatura tesa;
- b_w = larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ (negativa se di compressione);
- N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c = area della sezione di calcestruzzo;
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$;
- $k_1 = 0.15$;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $v = 0.5$ (per calcestruzzi fino a C70/85);
- $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$;
- A_{sw} = area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s = passo delle staffe;
- f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo;
- $v_1 = v$ (coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio);
- α_{cw} = coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale variabile da 1.00 a 1.25 in funzione del rapporto σ_c/f_{cd} .

5.1.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare per entrambi i materiali, ma trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo. Per tenere conto della viscosità del calcestruzzo si considera un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15.

La verifica è soddisfatta se:

- Combinazioni Quasi Permanenti: $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$
- Combinazioni Caratteristiche (o Rare): $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$

5.1.4 Verifiche a Stato Limite di Fessurazione

L'apertura delle fessure è calcolata, con riferimento alla EN1992-1-1, attraverso la seguente espressione:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$ = distanza massima tra le fessure;
- ϵ_{sm} = deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ϵ_{cm} = deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi può essere ottenuto come:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e = equivale al rapporto E_s/E_{cm} ;
- $f_{ct,eff}$ = valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo, pari a 3.35 MPa;

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 17 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

- $\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}}$
- $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione. Per il calcolo di tale area, l'altezza efficace $h_{c,eff}$ è stata valutata secondo quanto riportato al punto 7.3.2 (3) della EN1992-1-1;
- A'_p = area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di $A_{c,eff}$ (pari a 0 nel caso in esame);
- ξ_1 = rapporto modificato della resistenza per aderenza che tiene conto dei diversi diametri dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario (in questo caso pari a 1 essendoci solo armatura ordinaria);
- k_t = fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima finale tra le fessure può essere invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

dove:

- ϕ = diametro delle barre. Se in una sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda di adottare un diametro equivalente, ϕ_{eq} . Per una sezione con n_1 barre di diametro ϕ_1 e n_2 barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di adottare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2}$$

- c = ricoprimento dell'armatura;
- k_1 = coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente, pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni, vale 1.0 per trazione pura e 0.5 per flessione;
- k_3 = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 3.4;
- k_4 = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 0.425.

La verifica è soddisfatta se l'apertura delle fessure risulta essere:

- $w_k \leq 0.2$ mm (per combinazioni Quasi Permanenti)
- $w_k \leq 0.3$ mm (per combinazione Frequenti)

5.2 Criteri di verifica per le sezioni in acciaio o composte acciaio/cls

Per le sezioni in acciaio o acciaio-calcestruzzo si effettuano le seguenti verifiche:

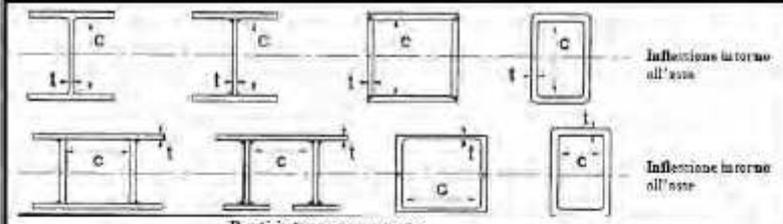
- 1) Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio;
- 2) Stato Limite di Esercizio;
- 3) Stato Limite di Esercizio per respiro delle anime (Web Breathing);
- 4) Stato Limite di Fatica;
- 5) Collegamento trave-soletta (connettori a pioli);
- 6) Stato Limite di Deformazione dell'impalcato.

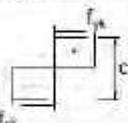
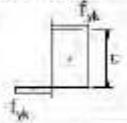
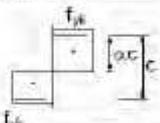
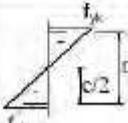
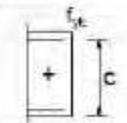
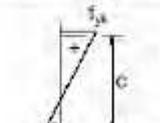
5.2.1 Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio

Al fine di garantire il corretto approccio di verifica nelle diverse fasi di costruzione della struttura e per le diverse sollecitazioni individuate, è necessario classificare le sezioni trasversali degli elementi strutturali in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico, secondo quanto indicato nel paragrafo 4.2.3.1 delle NTC-2018.

Nello specifico si valutano i massimi rapporti di larghezza/spessore per ciascuna parte compressa delle piattabande esterne secondo quanto definito in Tab.4.2.III-IV delle NTC-2018 e riportato di seguito.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse



Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 35\epsilon$	quando $0 < 0,5 < \eta \leq \frac{290}{130 - \eta}$ quando $\eta \leq 0,5 < \eta \leq \frac{340}{\eta}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $0 < 0,5 < \eta \leq \frac{380}{130 - \eta}$ quando $\eta \leq 0,5 < \eta \leq \frac{415}{\eta}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 114\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\eta > -1 < \eta \leq \frac{420}{0,07 + 0,33\eta}$ quando $\eta \leq -1 < \eta \leq 0,82(1 - \sqrt{-\eta})$			
$\epsilon = \sqrt{235 / E_s}$	E_s	335	375	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\eta \leq -1$ si applica la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a rottura $\epsilon_s > \epsilon_{yk} / E$

La **verifica per tensioni normali** (flessione e sforzo normale) è stata effettuata in due diverse situazioni:

- La sezione non ha ancora un comportamento di tipo composto in quanto il calcestruzzo non ha completato le operazioni di presa ed indurimento. Questa situazione si sviluppa durante le fasi costruttive: le sollecitazioni sono quindi quelle relative al peso proprio dell'acciaio dell'impalcato ed al getto fluido di soletta. La sezione resistente è rappresentata dalla sola parte in acciaio che, a causa degli elevati rapporti tra lunghezza e spessore dell'anima, risulta sempre di classe 4. Il calcolo è effettuato considerando la sezione efficace e controllando che le tensioni (valutate in campo elastico) risultino inferiori al valore limite da normativa f_y / γ_{M0} (con f_y funzione sia del grado di acciaio che dello spessore).
- Il calcestruzzo ha completato le reazioni di presa ed indurimento e quindi la risposta della sezione è di tipo composto. In tale situazione la sezione resistente è rappresentata da:
 - Per le zone a momento positivo: dalla parte in acciaio e dalla porzione di soletta compressa (considerando la larghezza efficace di soletta effettivamente collaborante);
 - Per le zone a momento negativo: dalla parte in acciaio e dalle barre di armatura presenti nella larghezza di soletta effettivamente collaborante.

La **verifica a taglio** è stata condotta in accordo con il punto C4.2.4.1.3.4.1 della Circolare 21 gennaio 2019 n.7 (e punto 5.2 della norma UNI EN 1993-1-5). In particolare, si precisa come i pannelli d'anima debbano essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza-spessore (h_w/t) supera il valore (per pannelli irrigiditi):

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 19 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Essendo:

- $\eta = 1.20$
- h_w = altezza del pannello
- t = spessore del pannello
- k_τ = minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

La **resistenza all'instabilità per taglio** di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

in cui:

- f_{yw} = tensione di snervamento del pannello;
- $V_{bw,Rd}$ = contributo resistente dell'anima, dato da:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$
- χ_w = coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento;
- $V_{bf,Rd}$ = contributo alla resistenza dato dalla flangia (trascurato nel caso in esame).

Tabella C4.2.VII - Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il coefficiente χ_w dipende dalla rigidità del montante di appoggio, il quale per poter essere considerato rigido deve essere costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima poste ad una distanza longitudinale $e > 0.1 \cdot h_w$ tali per cui l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a $4 \cdot h_w \cdot t^2/e$. Il parametro di snellezza può essere assunto, nel caso vi siano irrigiditori trasversali sia sugli appoggi che in posizioni intermedie, come:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

Nelle formule precedenti t rappresenta lo spessore dell'anima, k_τ è ricavabile dalle espressioni fornite al punto C4.2.4.1.3.4.1 della C4.2.VII della Circolare 21 gennaio 2019 n.7 (contenute anche nell'ANNEX A del documento UNI EN 1993-1-5), dove in assenza di irrigiditori longitudinali si ha:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w < 1$$

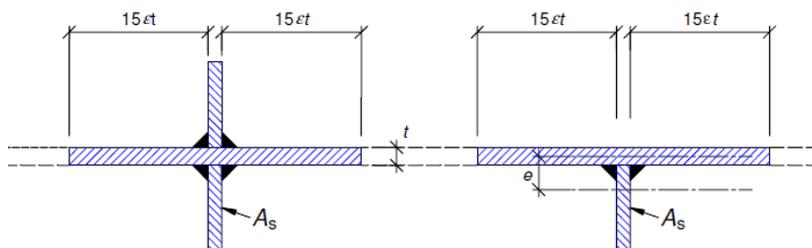
con "a" distanza longitudinale tra gli irrigiditori trasversali consecutivi.

Inoltre, un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} soddisfa le relazioni seguenti:

$$I_{st} \geq 1.5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^3 \quad \text{se } a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0.75 \cdot h_w^3 \cdot t^3 \quad \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2}$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 20 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D-VA D\VisionArchitecture	
			Data 10/2023	



Sezione dell'irrigidimento trasversale effettiva per il calcolo di I_{st}

Infine, gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale:

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \gamma_{M1}}$$

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali, il contributo resistente dell'anima del pannello $V_{bw,Rd}$ deve tener conto del coefficiente di instabilità a taglio χ_w del sotto-pannello caratterizzato dal parametro di snellezza maggiore. Nello specifico, in accordo con quanto definito nell'ANNEX A della norma UNI EN 1993-1-5, le precedenti equazioni per k_τ si modificano come segue:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{se } a/h_w < 1$$

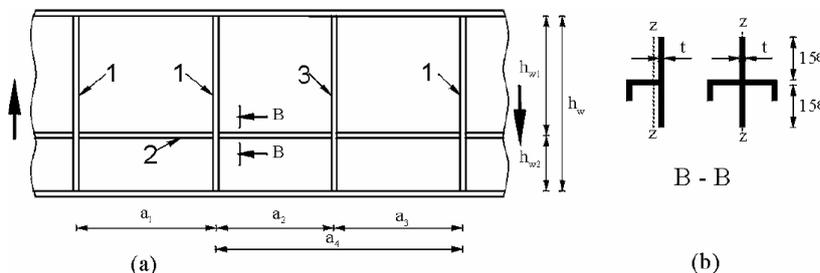
In cui:

$$k_{\tau l} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right)^3}; \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad \text{con } \alpha = a/h_w$$

Per pannelli con uno o due irrigidimenti longitudinali e $\alpha < 3$ si ha:

$$k_\tau = 4.1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right) + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}$$

In cui I_{sl} è la somma dei momenti di inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto all'asse baricentrico parallelo al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a $15 \cdot \epsilon \cdot t$ da ciascun lato dell'irrigiditore.



- 1 Rigid transverse stiffener
- 2 Longitudinal stiffener
- 3 Non-rigid transverse stiffener

Pannello con irrigidimenti longitudinali e trasversali

5.2.2 Stato Limite di Esercizio nelle travi in acciaio e nella soletta in c.a.

Le verifiche a Stato Limite di Esercizio sono relative allo stato limite di tensione e allo stato limite di fessurazione.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 21 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Per quanto riguarda lo stato limite di tensione occorre verificare che le tensioni nella parte metallica si mantengano al di sotto della tensione di snervamento di progetto. Per quanto concerne la soletta in calcestruzzo valgono le limitazioni già riportate per gli elementi in cemento armato.

Il calcolo delle tensioni è effettuato attraverso un approccio lineare con le seguenti ipotesi:

- Le sezioni si mantengono piane a deformazione avvenuta.
- Si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo.
- Le sollecitazioni dovute al peso proprio ed al peso del getto fluido di soletta vengono sopportate dalla sola carpenteria metallica.
- La sezione di calcestruzzo compressa è omogeneizzata all'acciaio considerando per il calcestruzzo un modulo elastico differente per le azioni di breve termine (azioni variabili) da quelle di lungo termine (permanenti portati e ritiro) in modo da tenere conto indirettamente della viscosità del calcestruzzo. In particolare, con riferimento alla EN 1994-1, il coefficiente di omogeneizzazione (n_L) funzione del tipo di carico è definito attraverso la seguente relazione:

$$n_L = (E_a/E_c)[1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0)]$$

dove ψ_L è pari a:

- 1.10 per i carichi permanenti portati;
- 0.55 per il ritiro;
- 0.00 per le azioni di breve durata.

Il calcolo delle tensioni è quindi sviluppato per le diverse azioni considerando caratteristiche geometriche (area, momento di inerzia e posizione del baricentro) differenti; le tensioni dovute alle singole azioni vengono quindi sommate in modo da ottenere le tensioni totali.

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione della soletta lungo l'asse dell'elemento a sezione composta, vengono utilizzate le relazioni e i limiti di apertura massima delle fessure già precedentemente descritte per gli elementi in cemento armato. In particolare, vengono utilizzate le seguenti espressioni:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui, nella valutazione della deformazione, il contributo al numeratore avente segno negativo (Tension Stiffening) è trascurato a favore di sicurezza e la tensione σ_s nelle barre di armatura è calcolata secondo la procedura descritta per lo stato limite di tensione.

5.2.3 Stato Limite di Esercizio per respiro delle anime (Web Breathing)

La verifica a Stato Limite di Esercizio a respiro delle anime (Web Breathing) si trascura se il rapporto tra altezza (b) e spessore (t) dell'anima della trave risulta secondo il paragrafo 7.4 della EN 1993-2 minore di:

$$b/t \leq 30 + 4 \cdot L \leq 300$$

con: L = lunghezza della campata.

5.2.4 Stato Limite di Fatica

Le verifiche a fatica sono condotte, in riferimento al punto 5.1.4.3 delle NTC-2018, a danneggiamento adottando il Modello di Carico 3 descritto nel capitolo "Analisi dei carichi".

Le variazioni di tensione sono valutate considerando unicamente gli effetti dei carichi da traffico viaggianti sull'impalcato nelle combinazioni tali da massimizzare lo sforzo normale P, il momento flettente verticale M3 e il taglio verticale V2.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 22 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

CATEGORIE DI DETTAGLIO

Le categorie di dettaglio interessate dalle verifiche a fatica sono le seguenti:

- Prodotti laminati ed estrusi;
- Sezioni saldate;
- Saldature a piena penetrazione;
- Attacchi e irrigiditori saldati.

In accordo con la Circolare 21/01/2019 n.7, par. C4.2.4.1.4.4, per i dettagli indicati si assumono i seguenti valori di resistenza a fatica per $N = 2 \times 10^6$ cicli.

Tabella C4.2.XII.a - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)

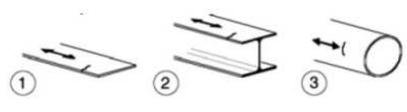
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Tabella C4.2.XII.b - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XIII - Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)

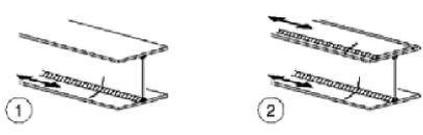
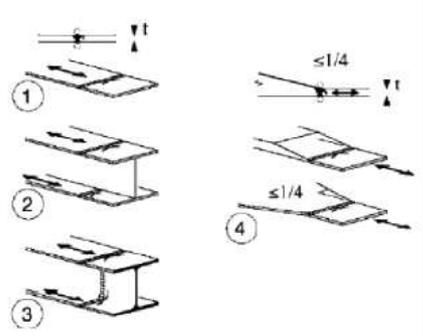
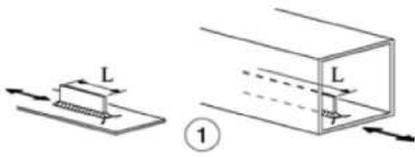
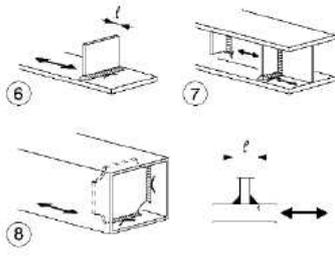
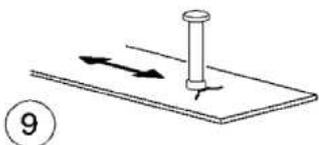
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		Saldature senza piatto di sostegno 1) Giunti trasversali in piatti e lamiera 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi 3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITAVIA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	REV. A	FOGLIO 23 di 99
			Data 10/2023	

Tabella C4.2.XV - Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		<p>Attacchi saldati longitudinali</p> <p>1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco</p> <p>(a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm</p>	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6
80 (a) 71 (b)		<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
80		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	

INFLUENZA DELLO SPESSORE

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula:

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C$$

dove il coefficiente riduttivo k_s dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento EN1993-1-9.

VERIFICA A DANNEGGIAMENTO

La verifica a danneggiamento si conduce mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che risulti:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1.0$$

dove n_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

Sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$, in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto. In tal senso la norma di riferimento (EN1993-1-9) prevede l'utilizzo di coefficienti λ tali da ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto, $\Delta\sigma_{E,d}$, descritto nel seguito, con la classe del particolare $\Delta\sigma_C$.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 24 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D-VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

Il delta di tensione convenzionale di calcolo $\Delta\sigma_{E,d}$ è dato da:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \gamma_{Ff} \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta\sigma_p = \lambda \cdot \Delta\sigma_p \quad \text{con } \lambda < \lambda_{max}$$

in cui $\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}$ è la massima variazione di tensione indotta nel dettaglio in esame da un opportuno modello di carico equivalente e λ_i sono fattori, opportunamente calibrati, che tengono conto dalla forma e dalla lunghezza della superficie di influenza del dettaglio considerato, della severità dello spettro di carico, della vita nominale dell'opera e/o della vita prevista per il dettaglio, dell'interazione tra eventi ecc.. Per l'applicazione del metodo, lo spettro di carico da adottare e la determinazione dei coefficienti λ_i si è fatto riferimento a quanto specificato nell'EN 1993-2 al punto 9.5.2, in cui a favore di sicurezza si è utilizzato un valore di λ pari a λ_{max} ricavato dai grafici mostrati nelle seguenti figure.

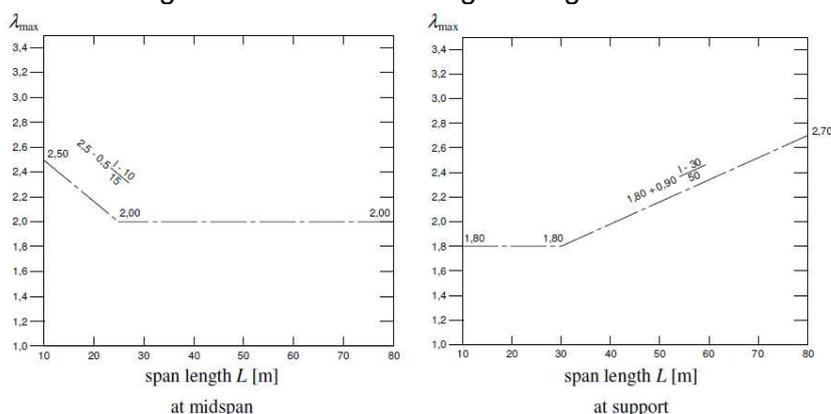


Figure 9.6: λ_{max} for moments for road bridges

I criteri di verifica sono i seguenti:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ed} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad ; \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Ed} \leq \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}}$$

in cui il coefficiente parziale per le verifiche è stato desunto dalla tabella Tab. 4.2.XI del D.M. 17/01/18 pari a $\gamma_{Mf} = 1.35$; mentre il coefficiente parziale per i carichi di fatica γ_{Ff} viene assunto unitario.

5.2.5 Collegamento trave-soletta (connettori a pioli)

I connettori di collegamento sono calcolati per resistere allo scorrimento all'interfaccia trave/soletta. Il numero dei connettori necessari è valutato per le combinazioni di Stato Limite Ultimo utilizzando un approccio elastico. Successivamente, sulla base del numero connettori effettivamente predisposto, è calcolata la variazione tensionale indotta dai carichi di fatica ed effettuata la relativa verifica secondo i criteri precedentemente illustrati.

Si precisa come per la verifica dei pioli a S.L.U. sono escluse le condizioni di carico da peso proprio della struttura (peso dei profili in acciaio e della soletta in cls): dal momento che tali carichi sono considerati agenti in prima fase (cls di soletta ancora fluido) è lo scheletro di acciaio che li sopporta interamente. La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori (in accordo con il punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC-2018):

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5}}{\gamma_v}$$

dove:

- γ_v = fattore parziale definito al punto 4.3.3 delle NTC-2018, pari a 1.25;
- f_t = resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- d = diametro del piolo compreso tra 16 e 25 mm;

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 25 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

- h_{sc} = altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di tre volte il diametro del gambo del piolo;
- α = coefficiente calcolato come di seguito elencato:
 - $\alpha = 0.2 \cdot (h_{sc} / d + 1)$ per $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$
 - $\alpha = 1.0$ per $h_{sc}/d > 4$

Per quanto riguarda le verifiche a Stato Limite di Fatica, la classe del dettaglio per calcestruzzo normale è $\Delta\tau_c = 90$ MPa, in accordo con il punto C4.2.4.1.4.4 della Circolare 21 Gennaio 2019, n.7. Tale valore deve essere diviso per il coefficiente parziale γ_{Mf} pari a 1.35 (per strutture sensibili alla rottura per fatica e conseguenze della rottura per fatica significative - Tabella C4.2.XII della Circolare).

$$\Delta\tau_{Sd} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} = 66.7 \text{ MPa}$$

In ogni sezione e nelle combinazioni di carico analizzate lo scorrimento a metro da riprendere con i connettori è stato valutato calcolando la tensione tangenziale al livello dell'interfaccia tra soletta e piatto superiore in acciaio per mezzo della formula di Jourawski:

$$V_{Sd} = \tau \cdot b = \frac{V_{Sd} \cdot S}{J}$$

in cui S è il momento statico della soletta in c.a. rispetto al baricentro della sezione complessiva e J è il momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico orizzontale della sezione complessiva. La variazione di tensione $\Delta\tau_{Sd}$ agente nel piolo è valutata dividendo la forza all'unità di lunghezza V_{Sd} per l'area totale dei pioli effettivamente disposti sull'unità di lunghezza.

5.2.6 Stato Limite di Deformazione dell'impalcato

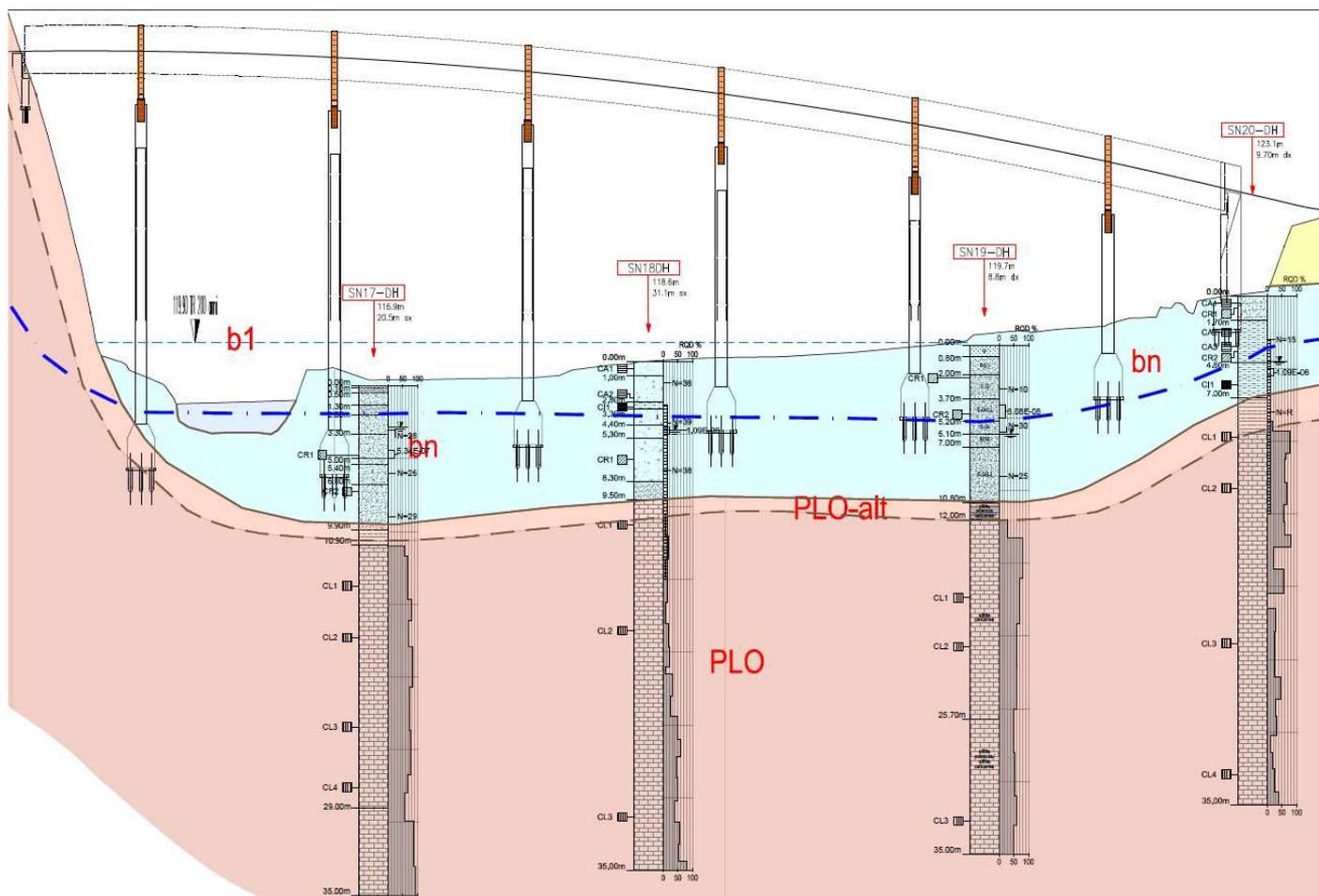
In riferimento a quanto previsto al punto 5.1.4.5 delle NTC-2018, le deformazioni della struttura nelle combinazioni di carico a Stato Limite di Esercizio devono essere compatibili con la struttura stessa in relazione alle esigenze di traffico, nonché con i vincoli e i dispositivi di giunto previsti. In particolare, le deformazioni della struttura nella combinazione con i carichi mobili caratteristici previsti da norma, non devono arrecare disturbo al transito dei veicoli che viaggiano alla velocità di progetto della strada.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETEMVA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

6.1 Caratterizzazione geotecnica

Le stratigrafie dei sondaggi ubicati in asse all'opera hanno identificato, al di sotto di terreni di origine alluvionale terrazzata costituiti da ghiaie con sabbie limose o sabbie con ghiaia limose per spessori massimi di circa 8-10 m al di sotto del piano campagna dalla Pila 1 alla Spalla 2 compresa, di siltiti marnose appartenenti all'unità di Poggiolo Salaiole. Per la caratterizzazione di tale unità, nonché delle unità per cui si assimila un comportamento di tipo geomeccanico, si rimanda all'elaborato T00GE03GETRE02 – "Relazione geomeccanica".



6.2 Caratterizzazione sismica

Il Viadotto Sieve 2 è caratterizzato in parte dalla **categoria di sottosuolo A** e in parte dalla **categoria di sottosuolo E**.

Il valore di a_{max} per le aree in categoria tipo **A**, ovvero **tra la Spalla 1 e la Pila 1 comprese**, sottende categorie topografiche tipo T2 e T1, rispettivamente per Spalla 1 e Pila 1.

Nel primo caso, in presenza di una **categoria topografica T2** ($S_T=1.06$), il valore di a_{max} risulta il seguente (**Spalla 1**):

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 27 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.083
SLD	101	0.103
SLV	949	0.237
SLC	1950	0.295

mentre nel secondo caso, in presenza di una categoria topografica T1 ($S_T=1.0$), il valore di a_{max} risulta il seguente (**Pila 1**):

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.079
SLD	101	0.098
SLV	949	0.224
SLC	1950	0.280

Il valore di a_{max} per le aree in categoria tipo **E**, ovvero **tra la Pila 2 e la Spalla 2 comprese**, sottende categoria topografica T1 ($S_T=1$) e risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.126
SLD	101	0.157
SLV	949	0.317
SLC	1950	0.352

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Sismica allegata al Progetto.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	28 di 99
			Data 10/2023	

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Pesì propri dell'impalcato (g_1)

7.1.1 Acciaio da carpenteria

Il peso proprio degli elementi strutturali in acciaio da carpenteria sono valutati in ragione di 78.50 kN/mc e computati automaticamente dal programma di calcolo (condizione di carico **PTR**). Per tener conto dell'effettivo peso di tutti gli elementi non inseriti nel modello di calcolo (irrigidenti, pioli, giunti, ecc.), il peso proprio dell'acciaio viene ragionevolmente aumentato del 25%.

7.1.2 Soletta in c.a.

Il peso della soletta in c.a., gettata in opera con l'ausilio di coppelle prefabbricate autoportanti in cls, è valutato in ragione di 25.00 kN/mc per uno spessore costante di 30 cm. Tale carico viene inserito come carico uniformemente distribuito sulle shell (condizione di carico **PGO**).

7.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati, compiutamente definiti, inseriti nel modello di calcolo (condizione di carico **PER**) sono i seguenti:

1) Cordoli in c.a.

Il peso dei cordoli in c.a., gettati in opera, è valutato in ragione di 25.00 kN/mc per uno spessore costante di 16 cm. Tale carico viene inserito come carico uniformemente distribuito sulle relative shell.

2) Pavimentazione stradale

Il peso della pavimentazione stradale è valutato in ragione di 24.00 kN/mc per uno spessore medio di circa 16.7 cm. Tale carico viene inserito come carico uniformemente distribuito sulle relative shell.

3) Barriere di sicurezza

Il peso delle barriere di sicurezza stradali bordo ponte viene valutato in ragione di 1.10 kN/ml. Tale carico viene inserito puntualmente sui relativi nodi.

4) Pannelli trasparenti "salva volatili"

Il peso dei pannelli trasparenti posizionati sull'estradosso delle travi longitudinali (atti a prevenire gli impatti degli uccelli selvatici con il traffico veicolare del ponte) viene valutato in ragione di 1.20 kN/ml. Tale carico viene inserito come carico uniformemente distribuito sui frame delle travi.

7.3 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

I cedimenti vincolari su ciascuna sottostruttura vengono calcolati secondo la seguente espressione di comprovata affidabilità:

$$\xi = 0.02\% \cdot \left(\frac{L_{SX}}{2} + \frac{L_{DX}}{2} \right)$$

dove: L_{SX} lunghezza della campata alla sinistra del vincolo;

L_{DX} lunghezza della campata alla destra del vincolo.

	L_{SX} [m]	L_{DX} [m]	ξ [mm]
Spalle S1, S2	0.00	19.50	3.90
Pile P1, P6	19.50	33.00	10.50
Pile P2, P3, P4, P5	33.00	33.00	13.20

Per massimizzare gli effetti sull'impalcato si è scelto di combinare in modo opportuno le condizioni di cedimento e quindi di invilupparle nella combinazione di carico **CE**.

7.4 Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_1)

I carichi verticali utilizzati per l'analisi globale dell'opera sono quelli relativi allo 'Schema di carico 1' delle NTC-2018, costituiti da carichi concentrati su due assi tandem e da carichi uniformemente distribuiti.

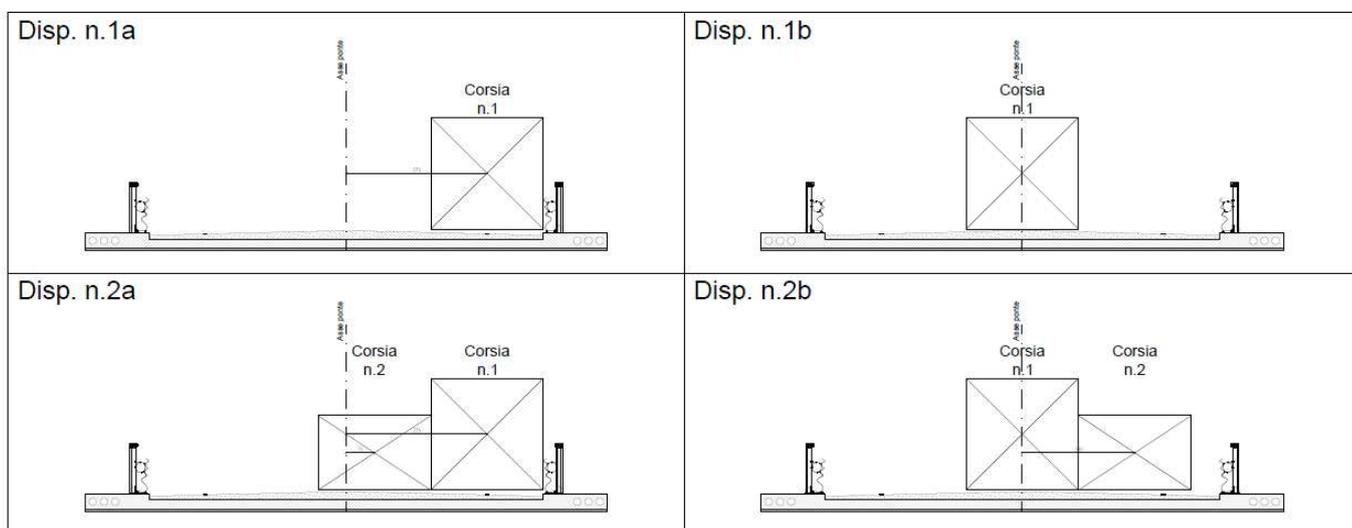


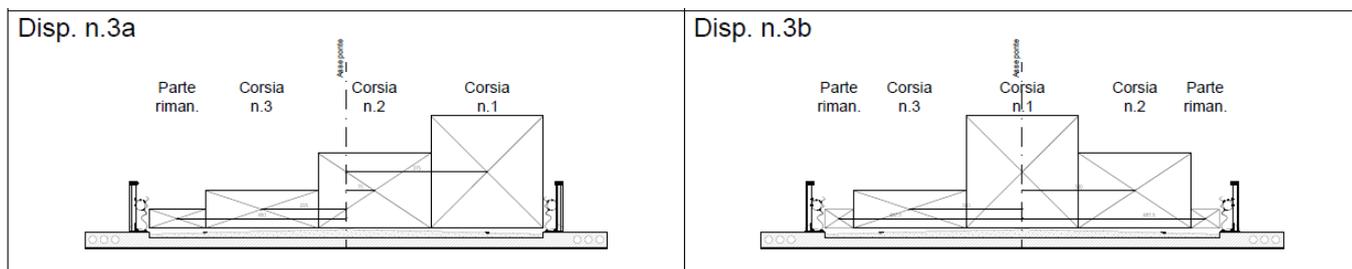
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

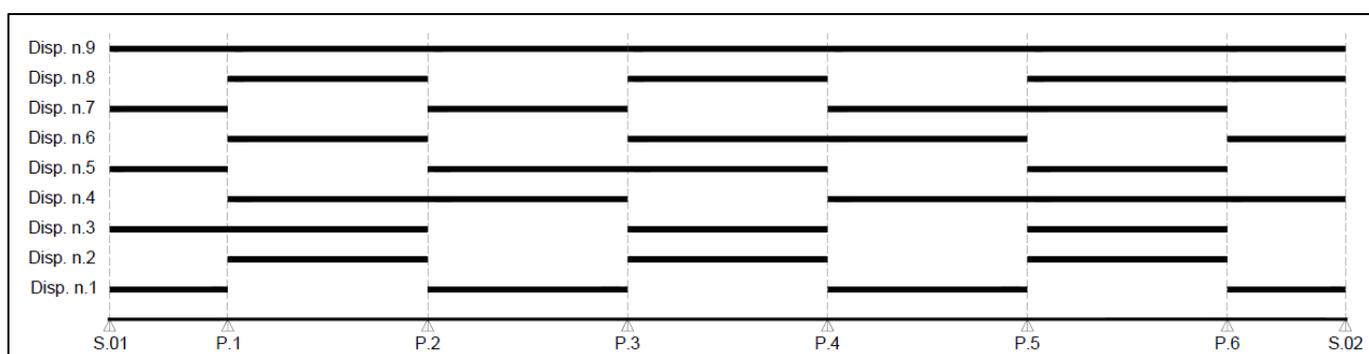
Al fine di cogliere tutti gli effetti flettenti, torcenti e taglianti sull'impalcato, sono state considerate tutte le disposizioni trasversali e longitudinali dei carichi. In particolare:

Sono state considerate le 6 seguenti disposizioni di carico in trasversale (considerata la simmetria della sezione e l'andamento longitudinale rettilineo, risulta sufficiente 'sbilanciare' i carichi solo da un lato):





Per ogni disposizione di carico trasversale (definita in precedenza), sono state considerate le 9 seguenti disposizioni di carico in longitudinale:



Tutte le possibili combinazioni delle disposizioni di carico analizzate generano 54 combinazioni di carico, involuppate successivamente nella combinazione di carico **ACCG1** (gruppo di azioni tipo 1, come definito dalla tabella 5.1.IV delle NTC-2018).

Limitatamente per le verifiche a fatica (a danneggiamento) viene anche considerato il seguente modello di carico, che viene posizionato trasversalmente in 3 posizioni differenti in modo da cogliere gli effetti più sfavorevoli per travi e traversi (Corsia 1 nelle disposizioni trasversali '1a' e '1b' e Corsia 2 nella disposizione '2b') e quindi involuppate nella combinazione **ACCFAT3**.

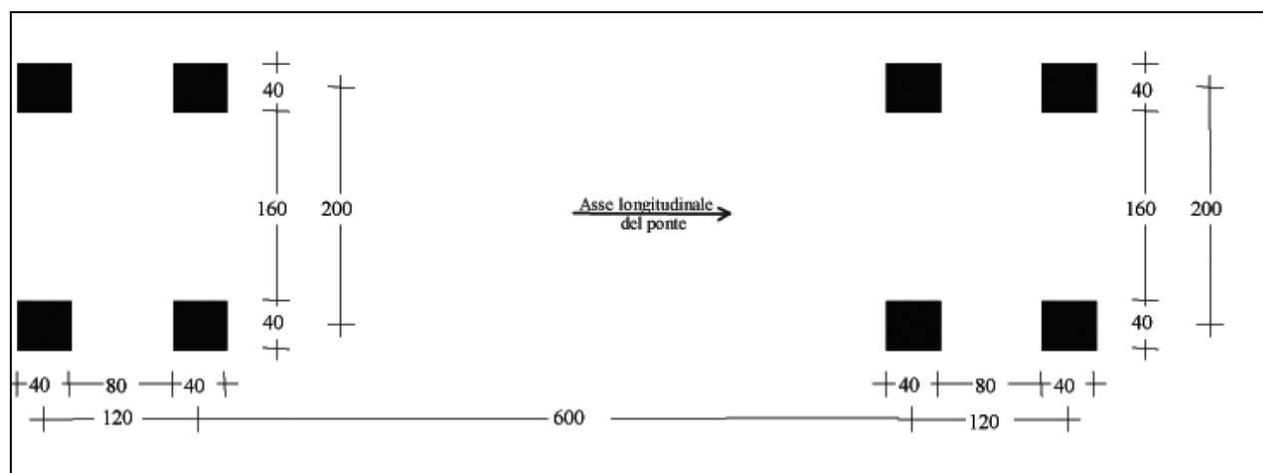
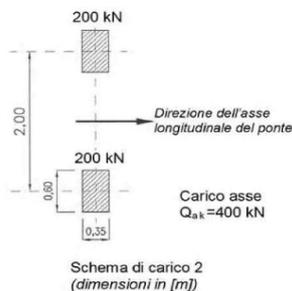


Fig. 5.1.5 - Modello di carico di fatica. 3

Per le sole verifiche locali della soletta viene utilizzato lo schema di carico n.2 (riportato di seguito), considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa; si assume inoltre, qualora più gravoso, il peso di una singola ruota di 200 kN.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI  		REV. A	FOGLIO 31 di 99
			Data 10/2023	



7.5 Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q₂)

Come indicato nelle NTC-2018, i carichi mobili (q₁) definiti nel precedente paragrafo includono gli effetti dinamici.

7.6 Azioni variabili da traffico veicolare: frenamento o accelerazione (q₃)

La forza di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a:

$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 1465 \text{ kN}$$

Poiché la normativa impone come limite superiore il valore di 900 kN, verrà utilizzato quest'ultimo valore, uniformemente distribuito sulla corsia di carico n.1 nelle condizioni **FREN-a** (associata alle disposizioni di carico trasversali tipo "a") e **FREN-b** (associata alle disposizioni di carico trasversali tipo "b").

Tutte le possibili combinazioni delle disposizioni di carico analizzate (carichi verticali + forze di frenamento) generano 54 combinazioni di carico, involupate successivamente nella combinazione di carico **ACCG2a** (gruppo di azioni tipo 2a, come definito dalla tabella 5.1.IV delle NTC-2018).

7.7 Azioni variabili dovute al vento (q₅)

Le azioni variabili dovute al vento sono assimilate ad una serie di carichi statici che provocano deformazioni flessionali (sia nel piano verticale che nel piano orizzontale) e torsionale sull'impalcato. Per la definizione di tali azioni, ad integrazione di quanto riportato dalle NTC-2018, si prende come riferimento l'esaustiva trattazione formulata nel documento di comprovata validità "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

Zona		Descrizione	
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)		
2	Emilia Romagna		
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)		
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria		
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)		
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)		
7	Liguria		
8	Provincia di Trieste		
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto		



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

ZONA 1,2,3,4,5		ZONA 6		ZONA 7,8		ZONA 9	
A	IV	IV	V	V	V	A	I
B	III	III	IV	IV	IV	B	I
C	II	II	III	III	III	C	I
D	I	I	II	II	II	D	I

INPUT DATI DI PROGETTO			
Proprietà della costruzione	Costruzione di rilevante importanza		
Zona di riferimento	Zona 3		
Classe di rugosità	Classe D		
Categoria di esposizione	Categoria II		
Altitudine del sito	(valore massimo: 1500)	a ₀	200 m s.l.m.
Coefficiente di topografia	(valore consigliato: 1)	C _t	1.00
Coefficiente dinamico	(valore consigliato: 1)	C _d	1.00

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO			
Periodo di ritorno	T _R	100	anni
Vita nominale della costruzione	V _N	100	anni
Velocità base di riferimento al livello del mare	V _{D,0}	27.00	m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	z ₀	500	m
	k _s	0.37	s ⁻¹
	C _a	1.00	
Coefficiente di altitudine	V ₀	27.00	m/s
Velocità di base di riferimento	C _r	1.06	
Coefficiente di ritorno	V _r	28.62	m/s
Velocità di riferimento del vento	k _f	0.19	
Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	z ₀	0.05	m
Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	z _{min}	4.00	m
Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	p	1.25	kg/m ³
Densità media di massa dell'aria	q _r	0.51	kN/m ²
Pressione cinetica di riferimento			

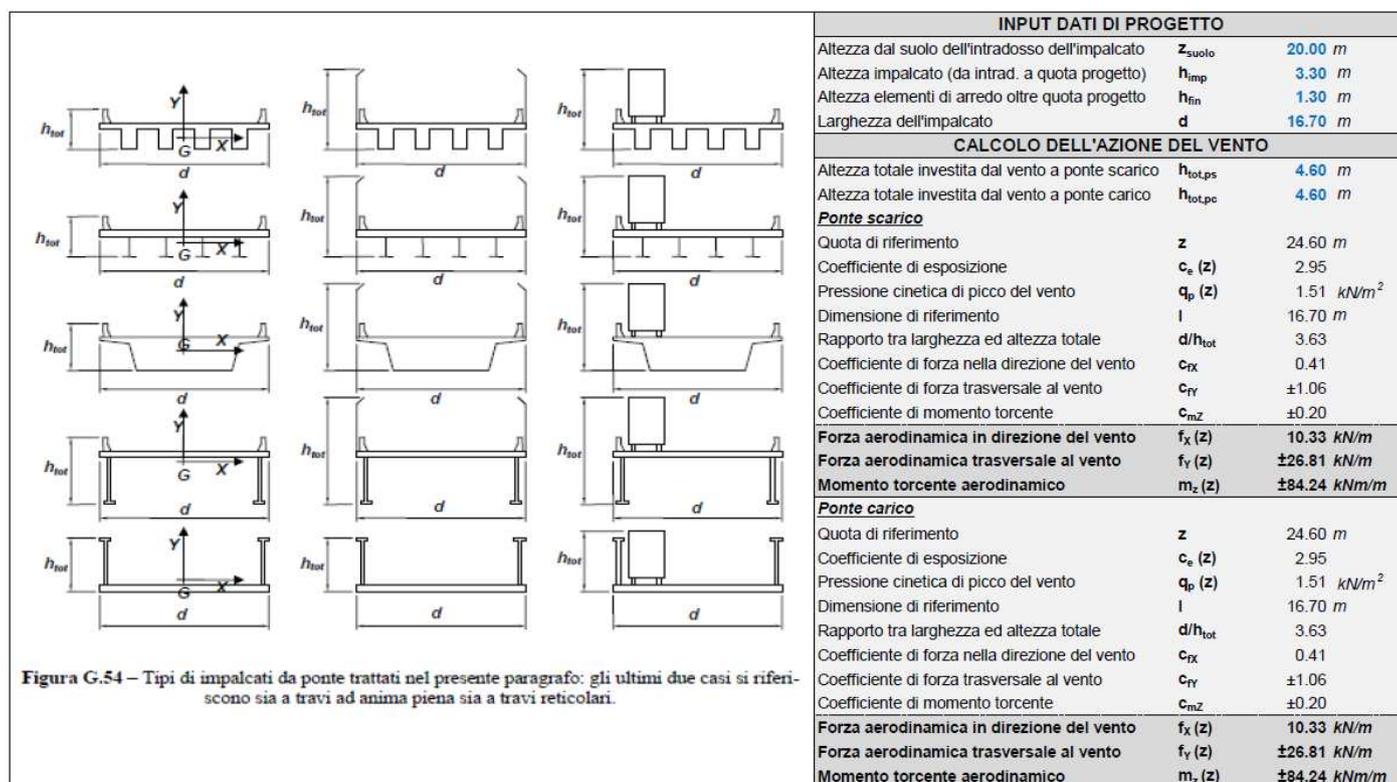
Dopo aver valutato la pressione cinetica di riferimento, vengono calcolati i coefficienti di esposizione e di forza (secondo quanto esposto nel documento CNR-DT 207/2008) per i seguenti elementi costituenti il modello:

- Impalcato (appendice G.11.1 “Impalcato da ponte isolati”).
- Pulvini (appendice G.10.3 “Strutture ed elementi strutturali a sezione rettangolare”).
- Fusti delle pile (appendice G.10.6 “Strutture snelle ed elementi strutturali allungati a sezione circolare”).

Considerata la presenza di una barriera schermante “salva-volatili” (posizionata sull’estradosso delle travi longitudinali e che porta l’altezza totale investita dal vento a 4.60 m), non esiste alcuna differenza tra gli effetti del vento a ponte scarico (condizione di carico **VSC**) e gli effetti del vento a ponte carico (condizione di carico **VCA**). Le condizioni di carico vengono comunque mantenute separate per comodità: nelle combinazioni di carico a ponte scarico la condizione VSC può essere assunta come azione variabile principale, mentre a ponte carico (dato che l’opera risulta essere un ponte a travata continua) la condizione VCA viene sempre assunta come azione variabile secondaria associata all’azione variabile principale da traffico veicolare.

7.7.1 Azioni sull’impalcato

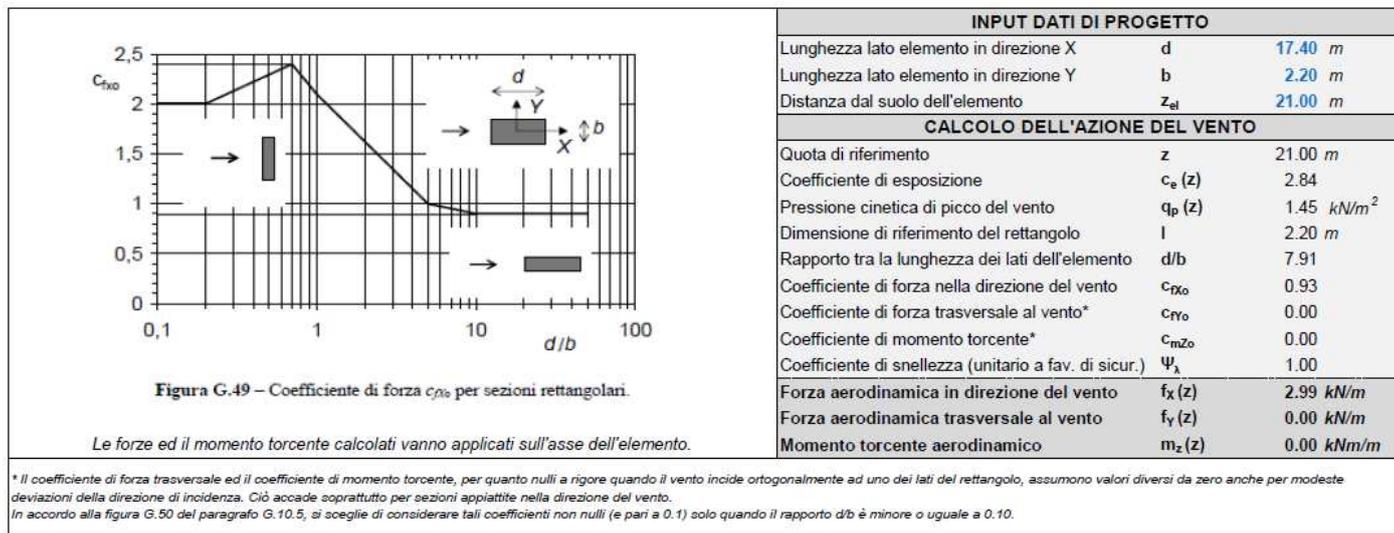
Considerando la presenza di traversi rigidi, le azioni del vento vengono ripartite sulle travi longitudinali, al fine di massimizzare gli effetti su tali elementi: in particolare, le forze orizzontali e verticali vengono equamente distribuite su entrambi gli elementi mentre il momento torcente viene scomposto in una coppia di forze verticali di segno differente sulle travi (il verso del momento torcente dovuto al vento viene inserito come concorde rispetto a quello generato dai carichi da traffico).



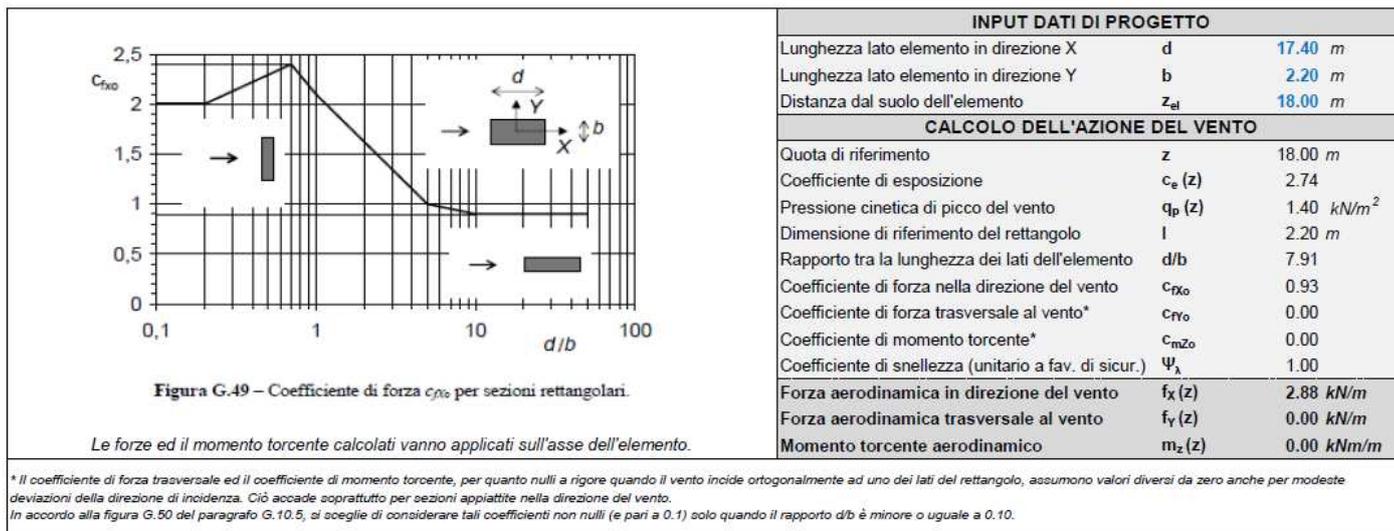
Azioni su impalcato

7.7.2 Azioni sui pulvini

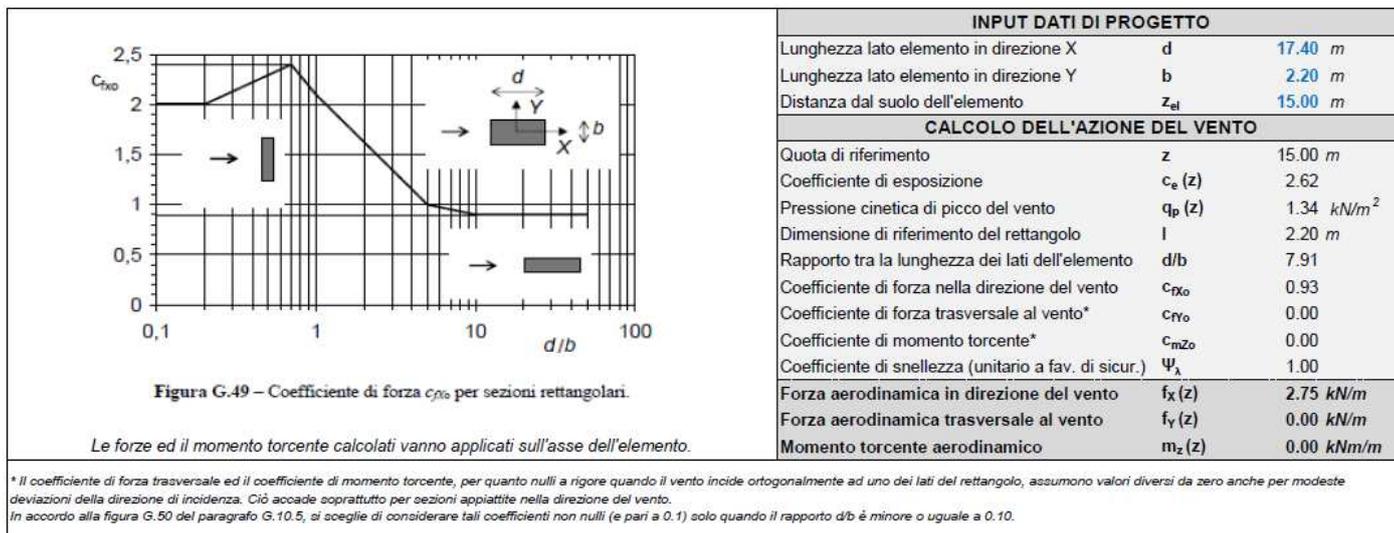
Tutte i pulvini presentano dimensioni trasversali (massime) uguali per tutte le pile. Nell’analisi globale, al fine di dimensionare correttamente i fusti delle pile, i pulvini vengono assimilati a corpi compatti posti ad altezza dal suolo ‘z’, con dimensioni rettangolari pari a 2.20x3.00m.



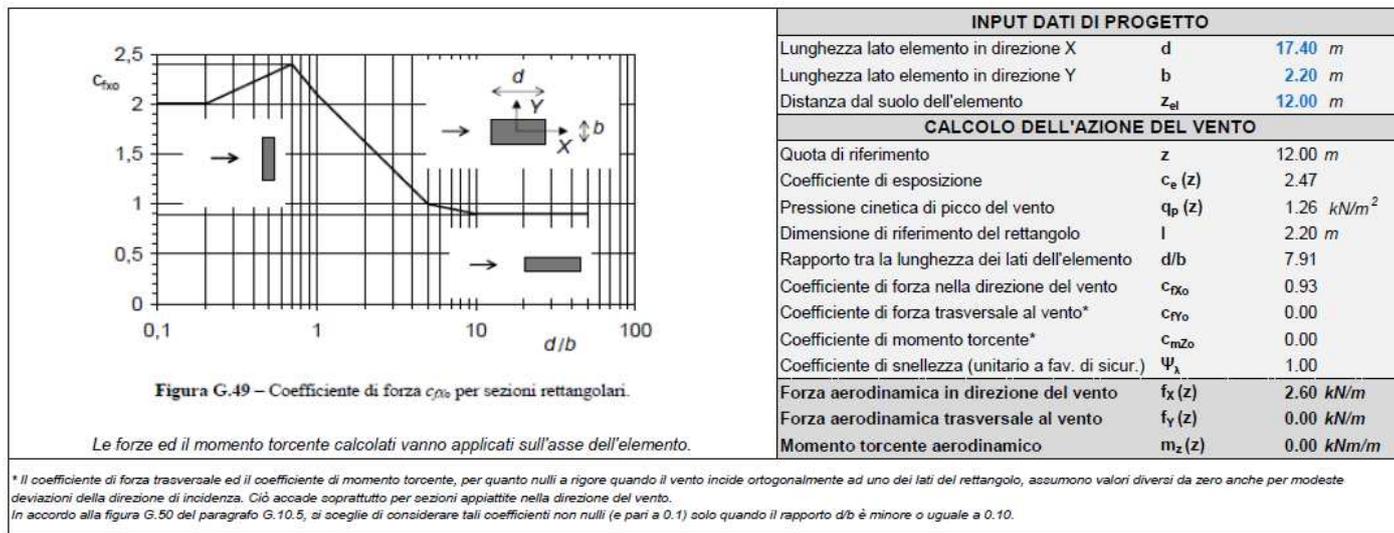
Azioni su pulvino delle pile P1 e P2



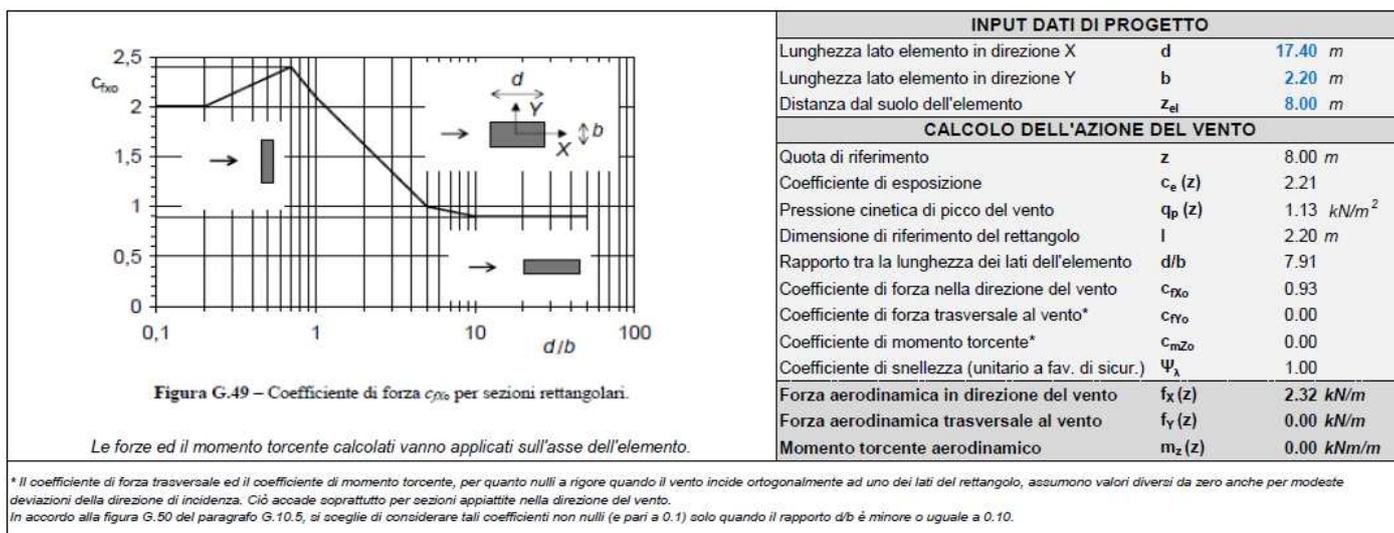
Azioni su pulvino della pila P3



Azioni su pulvino della pila P4



Azioni su pulvino della pila P5



Azioni su pulvino della pila P6

7.7.3 Azioni sui fusti delle pile

Tutte le pile presentano un diametro esterno pari a 4.00 m e viene considerata la scabrezza del calcestruzzo ruvido (assunzione a favore di sicurezza).

Di seguito vengono riportate le tabelle con le azioni calcolate su tutte le 6 pile, variabili a seconda dell'altezza da terra (quota di riferimento 'z').

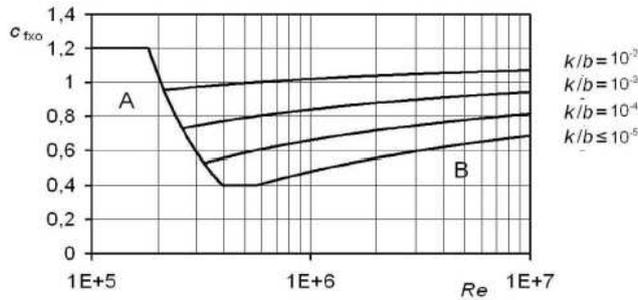


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

INPUT DATI DI PROGETTO	
Diametro della sezione	b 4.00 m
Scabrezza della superficie	Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z 21.00 m
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO	
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$ 2.84
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$ 1.45 kN/m ²
Dimensione di riferimento	l 4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k 1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b 2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$ 1.15
Velocità media del vento	$v_m(z)$ 32.85 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	ν 1.5E-05 m ² /s
Numero di Reynolds	Re(z) 8.8E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	c_{fx0} 0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	c_{fy0} 0.00
Coefficiente di momento torcente	c_{mz0} 0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	Ψ_λ 1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$ 5.00 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$ 0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$ 0.00 kNm/m

* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

Azioni sulle pile P1 e P2

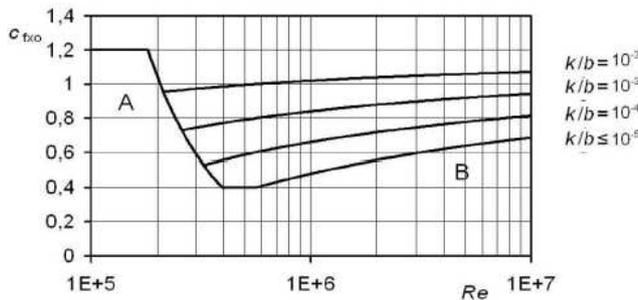


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

INPUT DATI DI PROGETTO	
Diametro della sezione	b 4.00 m
Scabrezza della superficie	Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z 18.00 m
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO	
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$ 2.74
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$ 1.40 kN/m ²
Dimensione di riferimento	l 4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k 1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b 2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$ 1.12
Velocità media del vento	$v_m(z)$ 32.01 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	ν 1.5E-05 m ² /s
Numero di Reynolds	Re(z) 8.5E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	c_{fx0} 0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	c_{fy0} 0.00
Coefficiente di momento torcente	c_{mz0} 0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	Ψ_λ 1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$ 4.82 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$ 0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$ 0.00 kNm/m

* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

Azioni sulla pila P3

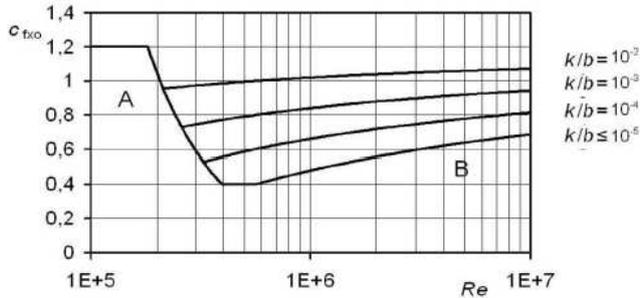


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

INPUT DATI DI PROGETTO

Diametro della sezione	b	4.00 m
Scabrezza della superficie		Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z	15.00 m

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.62
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.34 kN/m^2
Dimensione di riferimento	l	4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k	1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b	2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$	1.08
Velocità media del vento	$v_m(z)$	31.02 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	ν	1.5E-05 m^2/s
Numero di Reynolds	Re (z)	8.3E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	c_{fx0}	0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	c_{fy0}	0.00
Coefficiente di momento torcente	c_{mz0}	0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	Ψ_λ	1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	4.60 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 kNm/m

* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

Azioni sulla pila P4

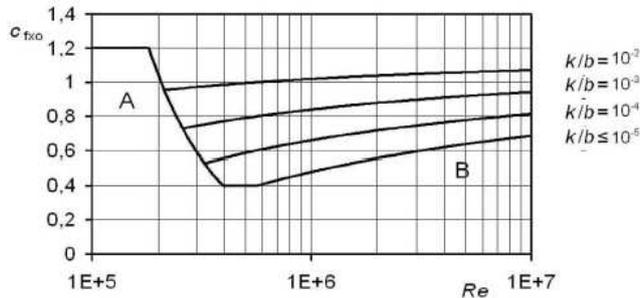


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

INPUT DATI DI PROGETTO

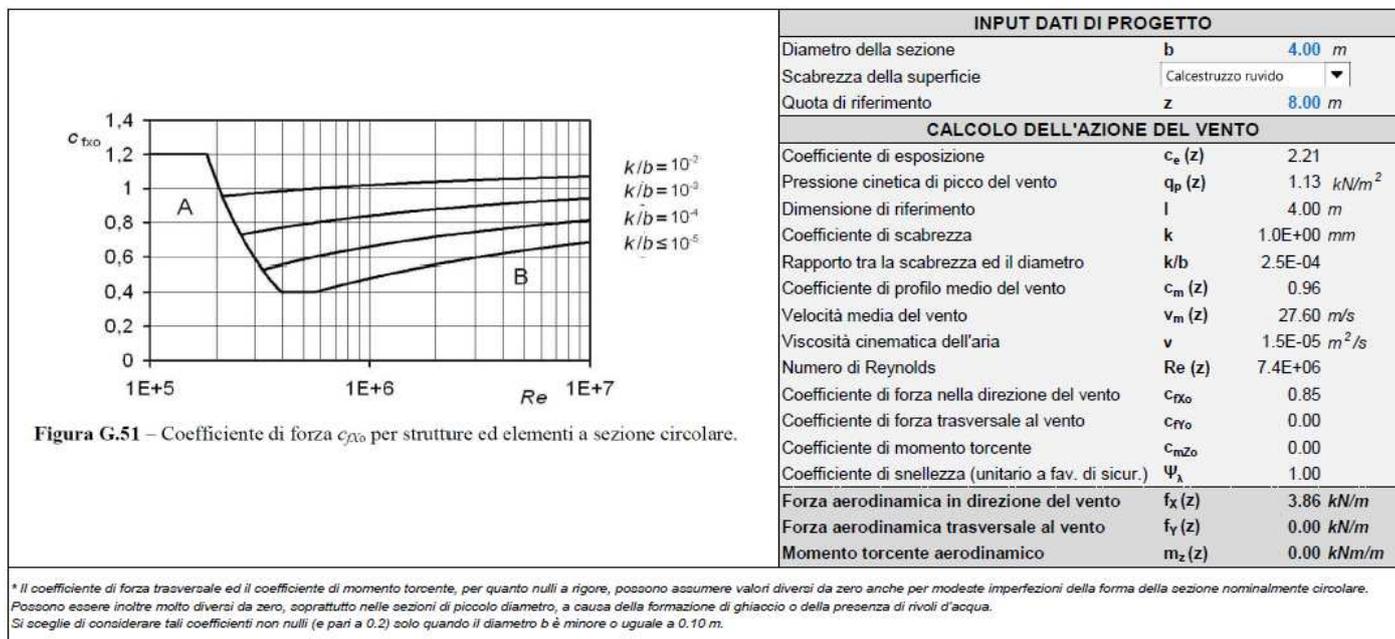
Diametro della sezione	b	4.00 m
Scabrezza della superficie		Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z	12.00 m

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.47
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.26 kN/m^2
Dimensione di riferimento	l	4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k	1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b	2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$	1.04
Velocità media del vento	$v_m(z)$	29.80 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	ν	1.5E-05 m^2/s
Numero di Reynolds	Re (z)	7.9E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	c_{fx0}	0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	c_{fy0}	0.00
Coefficiente di momento torcente	c_{mz0}	0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	Ψ_λ	1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	4.33 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 kNm/m

* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

Azioni sulla pila P5



Azioni sulla pila P6

7.8 Azioni variabili dovute alla neve (q₅)

Le NTC-2018 considerano il carico da neve non concomitante con i carichi da traffico: poiché quest'ultimo risulta essere preponderante, l'influenza dei carichi da neve viene ragionevolmente trascurata.

7.9 Azioni variabili dovute alla temperatura (q₇)

Con riferimento a quanto indicato al cap. 3.5 delle NTC-2018 è stata assunta una variazione termica uniforme ΔT_u ed una variazione termica differenziale tra estradosso ed intradosso ΔT_d . L'azione della temperatura uniforme è stata valutata conformemente al paragrafo 3.5 delle NTC-2018. La massima e la minima temperatura dell'aria all'ombra (definite con periodo di ritorno di 50 anni) sono ricavate in riferimento a quanto specificato al p.to 3.5.2 delle NTC-2018. In zona II, per un'altitudine del sito di circa 120 m, si ottiene:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot 120 / 1000 = -8.72 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot 120 / 1000 = +41.76 \text{ } ^\circ\text{C}$$

La distribuzione uniforme della temperatura negli elementi strutturali (inserita nel modello di calcolo nella condizione di carico **DTU**) è stata assunta pari alla media tra $\Delta T_{u,\max}$ e $\Delta T_{u,\min}$, quindi pari a $\Delta T_u = \pm 25.00$ °C:

$$\Delta T_{u,\max} = T_{\max} - T_0 = +26.76 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (assumendo come temperatura iniziale } T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C)}$$

$$\Delta T_{u,\min} = T_{\min} - T_0 = -23.72 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (assumendo come temperatura iniziale } T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C)}$$

Per quanto concerne la variazione termica differenziale per le strutture in acciaio/cls si considera un gradiente termico di 5° C tra la soletta e l'impalcato metallico collaborante (traversi). Pertanto, in analogia con quanto previsto per il ritiro sulle sezioni miste, l'effetto dell'azione termica differenziale si può tradurre nella seguente considerazione: l'acciaio varia la sua temperatura più rapidamente del cls, il quale contrasta la deformazione delle travi in acciaio. La congruenza fra i due materiali limita la deformazione della trave metallica generando quindi uno stato coattivo composto da tenso-flessione durante il riscaldamento della soletta e presso-flessione durante il raffreddamento della soletta.

Gli effetti di tali variazioni differenziali di temperatura sono stati inseriti nel modello di calcolo nelle condizioni di carico **DT1** (soletta più calda rispetto ai traversi) e **DT2** (soletta più fredda rispetto ai traversi).

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 38 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Il modello di calcolo permette di ricavare il contributo iperstatico di tali sollecitazioni sull'intero impalcato: in fase di post-processing delle sezioni viene sovrapposto l'effetto isostatico.

7.10 Ritiro della soletta di cls (ϵ_2)

Il calcolo della deformazione totale del calcestruzzo per ritiro è effettuato secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1. La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

- ϵ_{cs} = deformazione totale per ritiro;
- ϵ_{cd} = deformazione per ritiro da essiccamento;
- ϵ_{ca} = deformazione per ritiro autogeno.

Assumendo che l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si sviluppa l'effetto del ritiro sia pari a 3 gg, che l'opera abbia una vita nominale di 100 anni e che l'umidità relativa ambientale sia pari a 75%, sulla base delle caratteristiche geometriche della soletta e delle caratteristiche del cls si calcola la relativa deformazione a tempo infinito:

- $\epsilon_{cs} = -0.000338$ (totale)
- $\epsilon_{cd} = -0.000270$ (essiccamento)
- $\epsilon_{ca} = -0.000068$ (autogeno)

L'effetto di questa azione è stato considerato attraverso due fasi:

- La prima fase è di carattere locale e corrisponde a considerare una tensione di trazione uniforme sulla soletta di calcestruzzo reagente:

$$\sigma = E_c^* \cdot \epsilon_{cs} \quad \text{con: } E_c^* = \frac{E_c}{[1 + \psi_L(\infty, t_0)]}$$

dove E_c^* è il modulo elastico fittizio del calcestruzzo che tiene conto del coefficiente di viscosità a tempo infinito (pari a 2.41) e ψ_L , in accordo alla EN 1994-1, assume il valore di 0.55.

- La seconda fase corrisponde a considerare una forza di compressione:

$$F_C = \sigma \cdot A_C$$

dove A_C è l'area della soletta collaborante di calcestruzzo; tale forza è applicata nel modello di calcolo sulla sezione composta in corrispondenza del baricentro della soletta associando ad essa la relativa coppia dovuta al braccio che c'è tra la soletta e il baricentro della sezione mista.

Le tensioni indotte dal ritiro si otterranno per somma dei due step precedentemente descritti.

7.11 Urti dovute all'urto dei veicoli in svio (q_8)

Le azioni derivanti dall'urto di un veicolo in svio vengono valutate in maniera differente a seconda che si tratti di una verifica globale (p.e. sui fusti delle pile) o di una verifica locale (p.e. su solette e cordoli).

Per quanto riguarda l'effetto globale, la norma prevede che, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si possa tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 kN. Tale condizione di carico non risulta però dimensionante per la statica globale dell'impalcato ma eventualmente per il dimensionamento delle sottostrutture.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 39 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Per quanto riguarda invece gli **effetti locali**, l'azione di svio risulta composta da:

- Schema di carico n.2 situato in adiacenza al cordolo e applicato in modo tale che l'impronta esterna abbia la maggiore eccentricità possibile;
- Azioni orizzontali che i montanti della barriera trasmettono al cordolo in seguito all'urto dei veicoli contro la barriera stessa.

Le azioni trasmesse dalla barriera di sicurezza metallica al cordolo sono state valutate calcolando il momento di rottura del montante in funzione della resistenza a rottura dell'acciaio f_{tk} (pari a 430 MPa per un acciaio tipo S275).

Lo sforzo di taglio, pari alla forza che produce la rottura per flessione della prima sezione debole del montante, è stato calcolato considerando un braccio di leva di 0.74 m, che rappresenta la distanza del punto di applicazione della forza d'urto dalla sezione debole del montante (punto superiore dell'irrigidimento di base). A tal proposito si precisa che la risultante orizzontale dell'urto del veicolo è stata applicata nel punto intermedio fra la triplice onda longitudinale ed il profilo scatolare, anch'esso longitudinale, situato sulla sommità della barriera di protezione.

Le azioni così calcolate sono considerate come valori in esercizio e devono essere amplificate per un fattore pari a 1.50 al fine di ottenere i carichi di progetto per la struttura ai sensi del par. 5.1.3.10 delle NTC-2018. Le verifiche sono state eseguite considerando una barriera di progettazione ANAS, caratterizzata da una elevata classe di contenimento (classe H4). I montanti di tale barriera sono realizzati con sezione a C 160x120x40x5.5 e sono disposti ad interasse pari a 1.50 m.

I valori dell'azione di svio per unità di lunghezza dell'impalcato sono calcolati dividendo le sollecitazioni alla base del montante per l'interasse longitudinale dei montanti stessi; tale assunzione è giustificata dal fatto che la presenza del cordolo laterale opera una funzione irrigidente che contribuisce alla diffusione delle azioni concentrate.

Le azioni di progetto corrispondenti allo svio, così come i parametri utilizzati per il loro calcolo, sono riportate nella seguente tabella:

Interasse tra i montanti	i	1.50	m
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	275	N/mm ²
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	430	N/mm ²
Fattore di amplificazione	γ	1.50	-
Modulo plastico montante	W_{pl}	101.97	cm ³
Momento rottura montante	M_u	65.77	kNm
Braccio	b	0.74	m
Altezza irrigidimento	H	0.20	m
Azioni a base montante	M_{svio}	84.73	kNm/m
	F_{svio}	59.25	kN/m

7.12 Resistenze passive dei vincoli (q_9)

La forza dovuta all'attrito degli appoggi agisce orizzontalmente con un'intensità proporzionale alla reazione verticale degli appoggi mobili. Le azioni parassite sono pari a:

- 6% dei carichi verticali: per le combinazioni di carico senza carichi variabili da traffico;
- 3% dei carichi verticali: per le combinazioni di carico con carichi variabili da traffico;
- 0% dei carichi verticali: per le combinazioni sismiche.

Tale azione verrà tenuta in conto nel calcolo delle sottostrutture per massimizzare gli effetti a base elevazioni su pile e spalle.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 40 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

7.13 Azioni sismiche (E)

Nella valutazione degli spettri, per i parametri dipendenti dal sito rintracciabili sul reticolo sismico, si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione sismica relativa alle opere in progetto, nella quale è presente la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione delle opere previste nell'ambito dei lavori di realizzazione dell'intera infrastruttura.

7.13.1 Stati limite nei confronti delle azioni sismiche

Al paragrafo 3.2.1 delle NTC-2018 vengono definiti gli Stati Limite nei confronti delle azioni sismiche, sia di esercizio che ultimi, riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati Limite di Esercizio (SLE) sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati Limite Ultimi (SLU) sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono (Tab. 3.2.I NTC-2018):

Stati Limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

7.13.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I delle NTC-2018, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso IV. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_U = 2$.

Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 41 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

7.13.3 Parametri sismici

In base a quanto descritto nelle NTC-2018 la pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta:

- in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo, denominato reticolo di riferimento, i cui nodi non distano più di 10 km.

Le forme spettrali previste dalle NTC-2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Nelle norme tecniche NTC-2018 sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g , F_0 e T_C^* per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Come riportato nella relazione sismica, nell'ottica di una caratterizzazione sismica adeguata e sulla base della tipologia di rilievo e delle opere attraversate dal tracciato, si è scelto di utilizzare i dati dei parametri sismici relativi a fine tracciato, che forniscono, per l'area in esame, i valori di a_g più elevati. In particolare, si riportano di seguito i valori dei parametri sismici a_g , F_0 e $T_{c(s)}^*$ ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls" da utilizzare in fase progettuale:

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	60	0.079	2.461	0.272
SLD	101	0.098	2.441	0.278
SLV	949	0.224	2.377	0.303
SLC	1950	0.280	2.409	0.314

7.13.4 Caratterizzazione sismica dell'opera in oggetto

Per l'opera in oggetto, in riferimento a quanto riportato nella relazione sismica, si è assunta la seguente categoria di sottosuolo: "**Categoria di sottosuolo di tipo E**, corrispondente a terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

In base alle condizioni topografiche presenti in sito si è assunta la seguente categoria: "**T1: superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$** ". Si è pertanto adottato un valore del coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$ (Tabella 3.2.V delle NTC-2018).

Le verifiche di sicurezza della struttura saranno sviluppate considerando lo Stato Limite di Salvaguardia per la Vita, per il quale si deve garantire una possibilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento pari al 10%.

Poiché si è svolta un'analisi con gerarchia delle resistenze (CD "A"), gli spettri a SLV sono stati ridotti con un coefficiente di struttura pari a 3.50.

7.13.5 Spettro di risposta elastici allo SLV

Con i parametri sismici caratteristici precedentemente esplicitati si è definito lo spettro di risposta elastico orizzontale allo SLV, descritto dalle seguenti espressioni. Per quanto riguarda il coefficiente di smorzamento viscoso ξ si è fatto riferimento al valore convenzionale del 5%, mentre il fattore di struttura è stato posto pari a 3.50.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  sinergo	REV. A	FOGLIO 42 di 99
	 EITAMVA s.r.l. <small>INGEGNERIA SANALITÀ AMBIENTE</small>		 D_VA <small>D_VisionArchitecture</small>	Data 10/2023	

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

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali è invece descritto dalle espressioni seguenti.

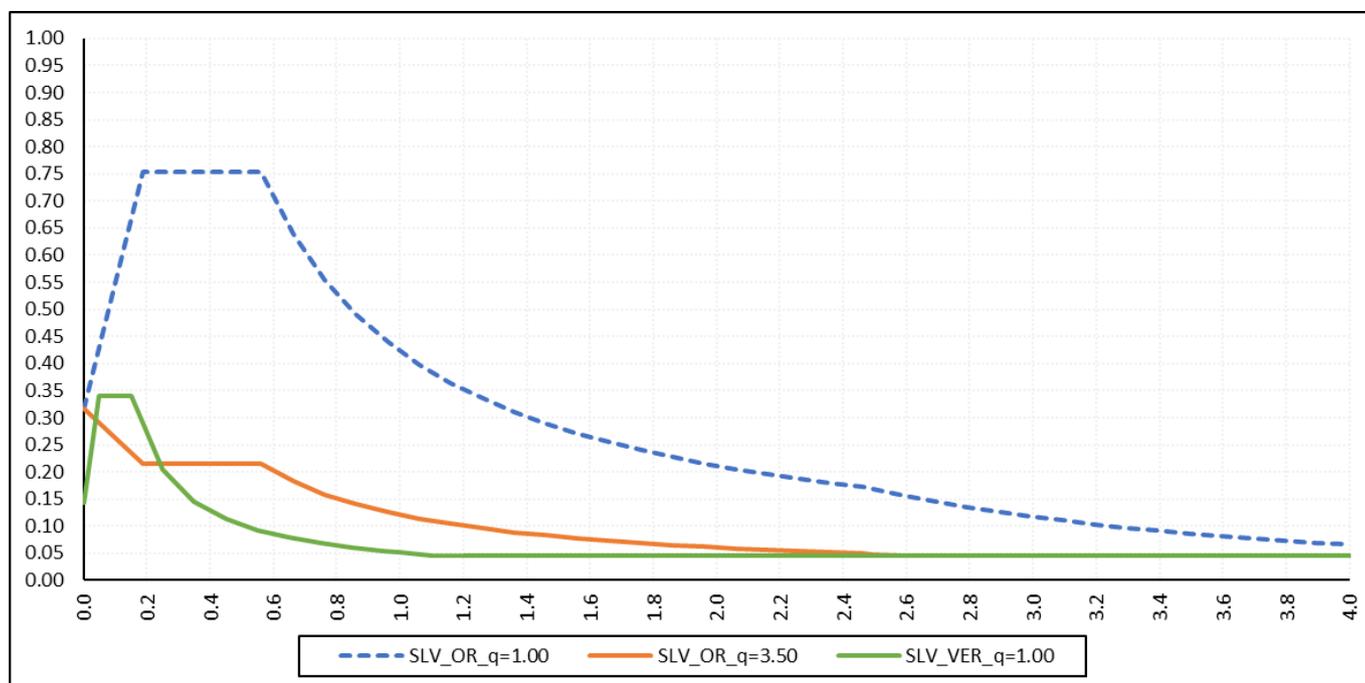
$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

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

Di seguito si riporta lo spettro elastico per componente orizzontale e verticale adottati: si mette in evidenza sia lo spettro orizzontale elastico ($q=1.00$) sia lo spettro orizzontale "ridotto" ($q=3.50$); lo spettro verticale rimane elastico ($q=1.00$).



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 43 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto al par. 2.5.3 delle NTC18.

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica (SLV):

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

- Combinazione eccezionale (ECC):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Caratteristica (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{12} \cdot Q_{K2} + \psi_{13} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Dove il significato dei simboli utilizzati nelle precedenti relazioni è:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione o precompressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pretensione o precompressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari Stati Limite.

I coefficienti di combinazione sono quelli previsti al punto 5.1.3.13 delle NTC18.

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 44 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8.1 Stati Limite Ultimi

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** = Stato Limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** = Stato Limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** = Stato Limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si sono utilizzati i coefficienti di sicurezza della colonna A1 riportati nella Tabella 5.1.V delle NTC18.

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

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

8.2 Stati Limite di Esercizio

In particolare, per le strutture in calcestruzzo armato, il paragrafo 4.1.2.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

Mentre per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

<p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>P01-VI03-STR-RE01</p>	<p>PROGETTAZIONE</p> <p>MANDATARIA</p>  <p>MANDANTI</p>   	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>45 di 99</p> <p>Data</p> <p>10/2023</p>
--	---	----------------------	--

8.3 Stati Limite di Fatica

Per gli elementi in struttura metallica e richiesto il rispetto dello Stato Limite di Fatica; per la definizione delle combinazioni di verifica, si rimanda alla trattazione dettagliata del relativo paragrafo.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	46 di 99
			Data 10/2023	

9 MODELLI DI CALCOLO

Per l'analisi delle strutture costituenti l'impalcato del viadotto in oggetto sono stati realizzati due tipologie di modelli di calcolo.

La prima tipologia è il modello "globale" dell'impalcato, costituito da un graticcio di travi longitudinali e traversi ed è stato utilizzato per le analisi statiche dell'impalcato. Attraverso tale modello sono state calcolate le sollecitazioni sulle travi principali, sui traversi, sugli appoggi e sui fusti delle pile, sulla base delle quali sono state effettuate le verifiche delle sezioni.

La seconda tipologia è il modello "locale" della soletta, realizzato per studiare il comportamento della soletta stessa in direzione longitudinale all'impalcato (il comportamento in direzione trasversale all'impalcato, ovvero nella direzione dell'asse dei traversi, è stato studiato nel modello globale considerando la sezione mista acciaio/cls del traverso). Con tale modello sono state dimensionate le armature longitudinali di soletta.

Per il dimensionamento dei pulvini metallici delle pile e delle spalle in c.a. sono stati realizzati dei modelli di calcolo "ad hoc", riportati in documenti a parte (a cui si rimanda per tutti i dettagli). Si precisa che gli scarichi dell'impalcato utilizzati per tali modellazioni sono stati estrapolati dal modello di calcolo globale dell'impalcato.

9.1 Modello di calcolo "globale" dell'impalcato

Il modello di calcolo globale è stato sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti "CSI BRIDGE".

In particolare, il modello si compone dei seguenti elementi:

- Impalcato a sezione mista acciaio/cls, composto dai seguenti sotto-elementi:
 - Travi longitudinali, realizzate con profili di solo acciaio strutturale a "doppia T" (in composizione saldata) e schematizzate con elementi monodimensionali tipo 'Frame' posizionati a quota del loro asse baricentrico; ogni singolo elemento ha uno sviluppo pari a 50 cm, ad eccezione dei retrotrave che presentano sviluppo pari a 60 cm.
 - Traversi, realizzati con sezioni miste acciaio/cls (profili di acciaio strutturale a "doppia T" in composizione saldata e getto di soletta in c.a.) e schematizzati con elementi monodimensionali tipo 'Frame' posizionati a quota del loro asse baricentrico; ogni singolo elemento ha uno sviluppo prossimo a 50 cm.
 - Soletta in c.a., schematizzata con elementi monodimensionali tipo 'Frame' senza peso, che si sviluppano in senso longitudinale all'impalcato e uniscono punti corrispondenti tra traversi adiacenti. Tali elementi risultano essenziali per simulare, nel modello di calcolo, la collaborazione tra i traversi garantita dalla soletta in c.a.: infatti, in assenza di tali elementi, i traversi risulterebbero tra loro indipendenti e pertanto sovradimensionati.
 - Link rigidi, senza massa né peso, introdotti al solo scopo di rendere la continuità strutturale tra elementi posti a quote differenti (travi/traversi, traversi/soletta, travi/appoggi).
 - Shell di spessore infinitesimo, senza massa né peso, con spessore volutamente infinitesimo per non introdurre ulteriori rigidezze flessione-torsionali nell'impalcato, utilizzate con il solo scopo di inserire con maggiore facilità i carichi distribuiti (p.e.: peso della soletta).
- Apparecchi di appoggio, realizzati con appositi link che consentono sempre tutte le rotazioni nello spazio e bloccano di volta in volta gli spostamenti nelle direzioni desiderate: risultano sempre bloccati gli spostamenti in direzione verticale, mentre gli spostamenti in direzione longitudinale e trasversale risultano libero o bloccati a seconda del tipo di appoggio previsto (vedi schema appoggi).
- Pile, composte dai seguenti sotto-elementi:
 - Pulvini, realizzati con acciaio strutturale a sezione rettangolare cava ad altezza variabile e base costante, realizzati con elementi monodimensionali tipo 'Frame' posizionati a quota del loro asse

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 47 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETEMVA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISION ARCHITECTURE</small>	
			Data 10/2023	

baricentrico; tali elementi vengono introdotti nel modello di calcolo globale con il solo scopo di introdurre masse e rigidità proprie del pulvino, in modo da garantire la correttezza di rigidità e masse in testa alle pile (essenziali sia per lo studio delle fasi statiche che di quelle sismiche).

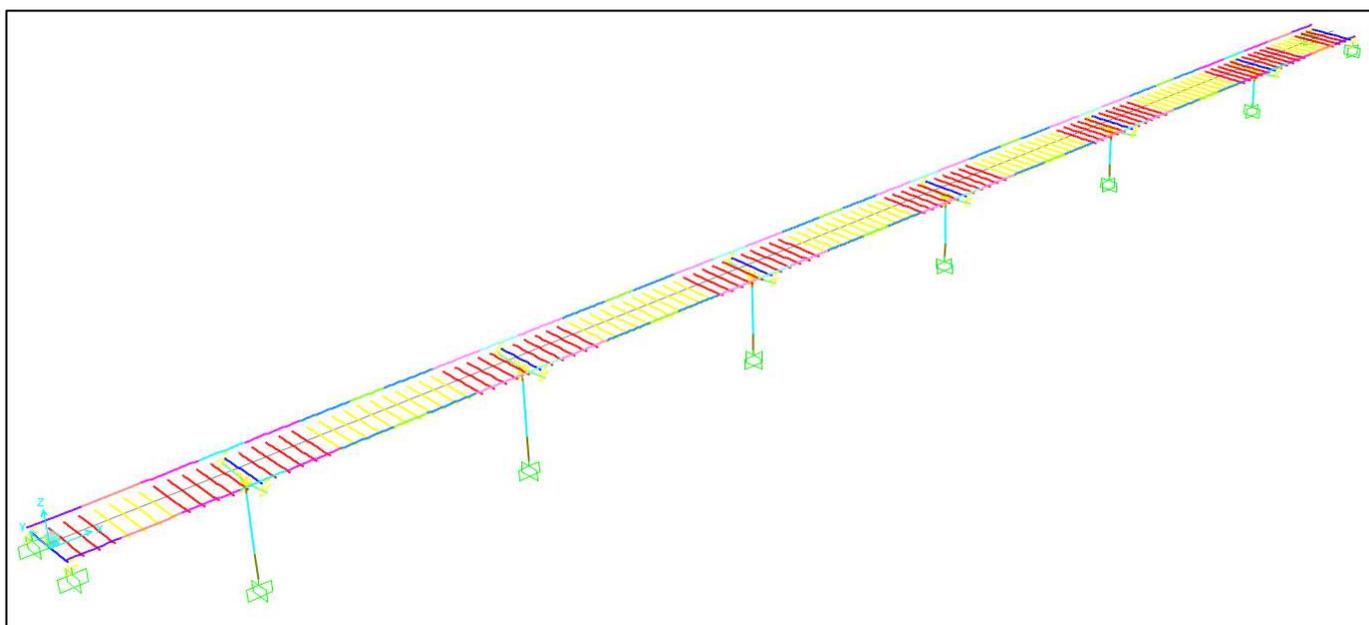
- Fusti di elevazione, realizzati con elementi monodimensionali tipo 'Frame' in c.a., con sezione circolari piene (in testa e alla base) e sezioni circolari cave (parte centrale).
- Link rigidi, senza massa né peso, introdotti al solo scopo di rendere la continuità strutturale tra elementi posti a quote differenti (appoggi/pulvini, pulvini/fusti di pila).

Alla base dei fusti delle pile sono introdotti dei 'Restraint' che simulano l'incastro dei fusti con le rispettive platee di fondazioni (non incluse nel modello di calcolo).

E' opportuno inoltre precisare che, a seconda della fase di riferimento (costruzione, esercizio statico, esercizio con presenza di sisma), le sezioni dei traversi e gli apparecchi di appoggio possono avere caratteristiche differenti. In particolare:

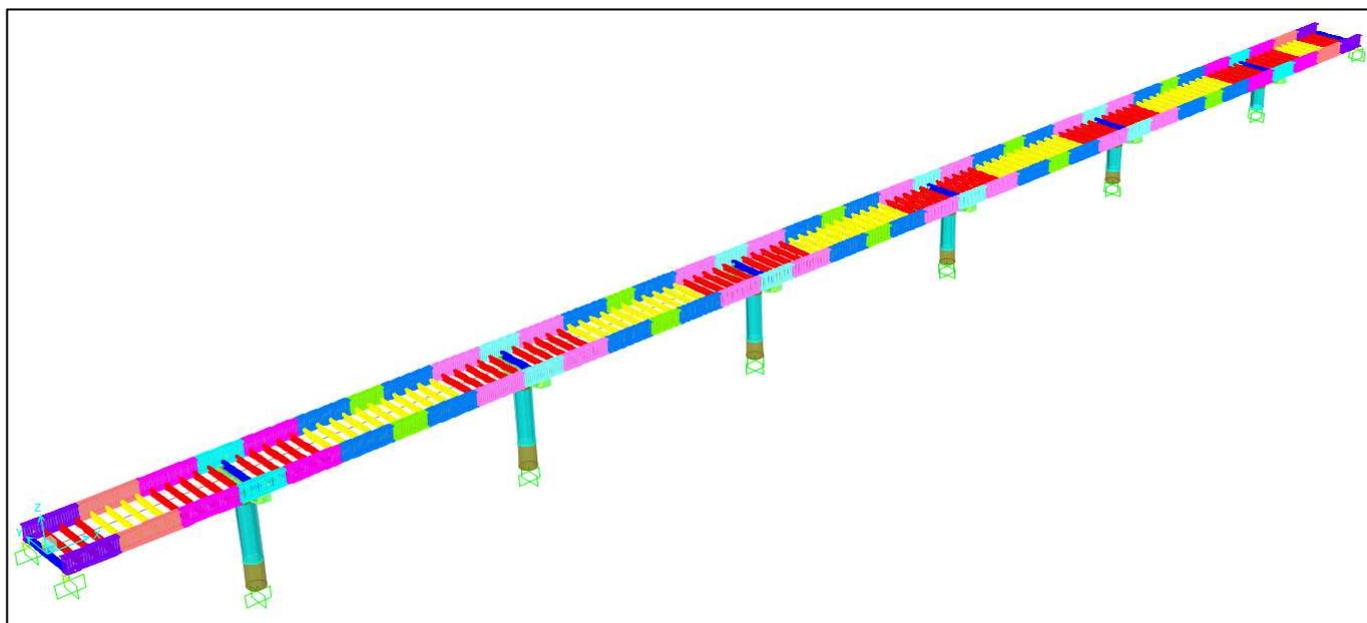
- a) Fase di costruzione iniziale: in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono di solo acciaio e l'impalcato viene sollecitato dal solo peso proprio dell'acciaio (opportunamente incrementato) e dal peso del getto fluido di soletta). Lo schema di vincolamento dell'impalcato prevede n.2 appoggi fissi in senso longitudinale (sulla Pila 3) e n.8 appoggi fissi in senso trasversale (1 appoggio per ogni sottostruttura): in tal modo sono garantite le deformazioni dovute ai fenomeni lenti (p.e.: variazioni di temperatura).
- b) Fase di esercizio statico: in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono a sezione mista acciaio/cls, con coefficiente di omogeneizzazione differente a seconda del tipo di carico sollecitante (breve o lunga durata). Lo schema di vincolamento risulta del tutto identico alla fase precedente.
- c) Fase di esercizio sismico: in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono a sezione mista acciaio/cls, con coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata. Lo schema di vincolamento risulta variato rispetto alle fasi precedenti poiché entrano in azione i dispositivi tipo 'Shock-Transitters' posti in testa alle Pile 2 e 4: pertanto, in questa fase, lo schema di vincolo si compone di n.6 appoggi fissi in senso longitudinale (sulle Pile 2-3-4).

Si riportano nelle figure seguenti alcune viste del modello di calcolo precedentemente descritto.



Vista assometrica assi travi, traversi e pile

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 48 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D_VA <small>DIVISION ARCHITECTURE</small>	
			Data 10/2023	



Vista assometrica estrusa travi, traversi e pile

9.1.1 Caratteristiche delle sezioni

Come esposto in precedenza, le travi longitudinali presentano una sezione di solo acciaio di forma geometrica “a doppio T”, mentre i traversi presentano una sezione mista acciaio/cls. Per la definizione della sezione dei traversi all’interno del programma di calcolo si è utilizzata la funzione “Section Designer”, che consente di definire sezioni qualsiasi composte da più materiali e di scegliere quale sia il materiale ‘di riferimento’ per omogeneizzare la sezione: si è scelto di omogeneizzare la sezione a solo acciaio strutturale ($n=E_{cls}/E_{acc}$).

Il coefficiente di omogeneizzazione risulta differente a seconda della fase (opera in costruzione o opera in esercizio) ed a seconda del tipo di carico sollecitante (breve o lunga durata). In particolare, sono stati definiti i seguenti 4 diversi coefficienti di omogeneizzazione:

- Fase di costruzione: $n=0$ (sezione resistente di solo acciaio). Questo coefficiente è stato utilizzato per i carichi da peso proprio dell’impalcato g_1 (definiti nel paragrafo 8.1).
- Fase di esercizio per carichi da ritiro (lunga durata): $n=14'970/210'000=0.071$ (sezione mista acciaio/cls). Questo coefficiente è stato utilizzato per i carichi da ritiro della soletta in cls ϵ_2 (definiti nel paragrafo 8.10).
- Fase di esercizio per carichi permanenti (lunga durata): $n=9'549/210'000=0.045$ (sezione mista acciaio/cls). Questo coefficiente è stato utilizzato per i carichi permanenti portati g_2 ed i cedimenti vincolari ϵ_4 (definiti rispettivamente nei paragrafi 8.2 e 8.3).
- Fase di esercizio per carichi accidentali (breve durata) e fase sismica: $n=34'625/210'000=0.165$ (sezione mista acciaio/cls). Questo coefficiente è stato utilizzato per tutti i carichi accidentali q_i (definiti nei paragrafi da 8.4 a 8.9) e per le azioni sismiche E (definiti nel paragrafo 8.13).

Per le larghezze di soletta competenti a ciascun traverso si è operato in accordo con il paragrafo 4.3.2.3 delle NTC-2018, attraverso il calcolo della larghezza efficace.

Inoltre, al fine di considerare la effettiva fessurazione della soletta in c.a. dovuta alle azioni flettenti negative (soletta in trazione), in fase di post-processing è stata considerata una sezione reagente composta dal solo acciaio strutturale del traverso e dall’armatura di soletta ‘efficace’ competente.

Nella tabella seguente vengono sinteticamente riportate le caratteristiche geometriche di travi e traversi (per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto):

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 49 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	 sinergo	 D-VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

Elemento	H _{tot} [mm]	B _{sup} [mm]	t _{sup} [mm]	H _w [mm]	t _w [mm]	B _{inf} [mm]	t _{inf} [mm]	L _{sol} [m]	S _{sol} [m]
Trave Tipo A1	3300	1400	80	3140	25	1400	80	-	-
Trave Tipo A2	3300	1400	80	3140	28	1400	80	-	-
Trave Tipo B1	3300	1400	60	3180	22	1400	60	-	-
Trave Tipo B2	3300	1400	65	3170	24	1400	65	-	-
Trave Tipo C	3300	1400	60	3180	20	1400	60	-	-
Trave Tipo D	3300	1400	40	3220	20	1400	40	-	-
Trave Tipo E	3300	1400	40	3220	22	1400	40	-	-
Traverso Tipo 1 (spalla)	1000	800	40	920	22	800	40	2.10	0.30
Traverso Tipo 1 (pila)	1000	800	40	920	22	800	40	3.00	0.30
Traverso Tipo 2	1000	600	35	930	20	600	35	3.00	0.30
Traverso Tipo 3	1000	600	30	940	20	600	30	3.00	0.30

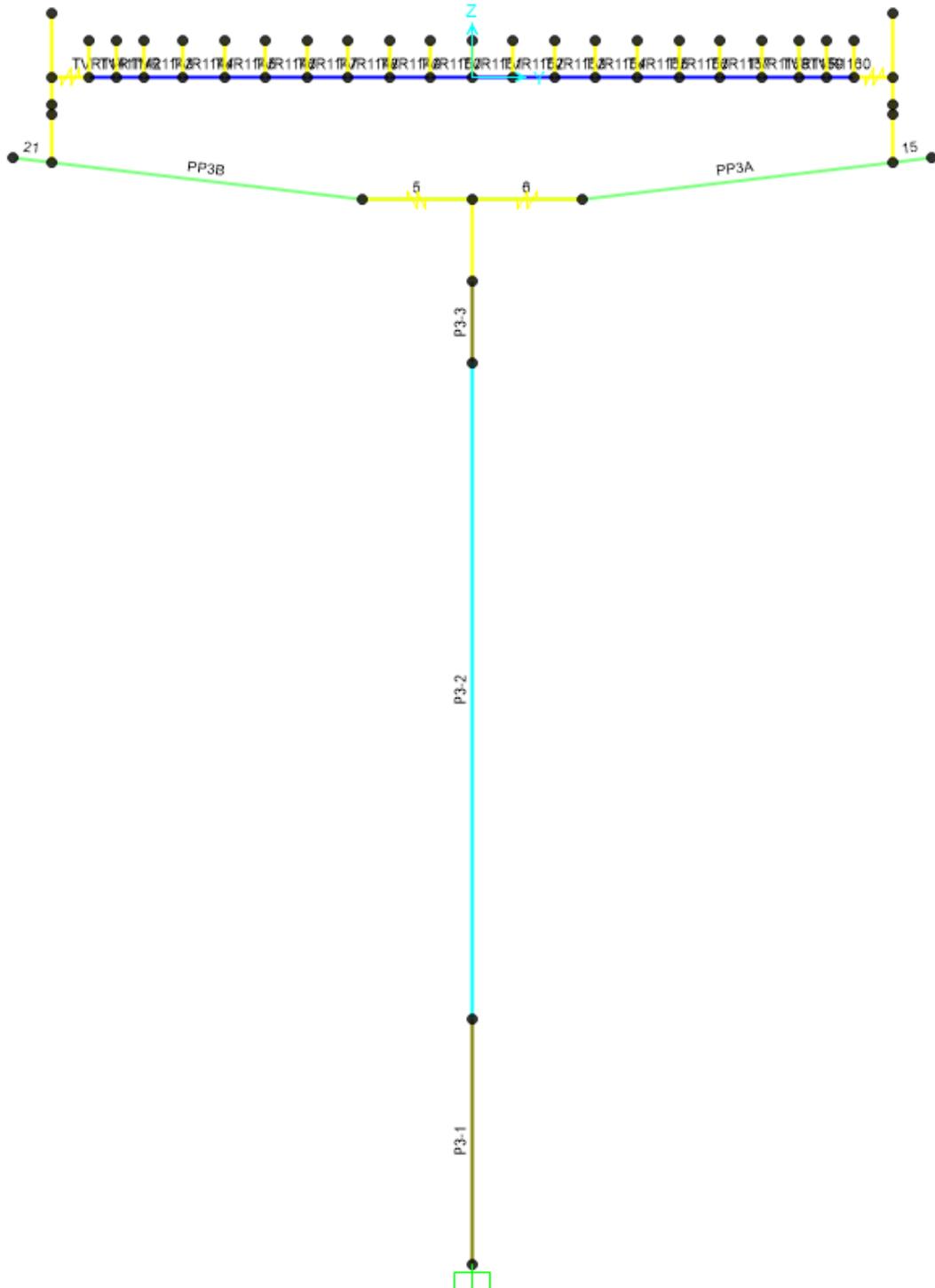
9.1.2 Lettura del modello di calcolo

Per facilitare la lettura degli input del modello di calcolo e dei fogli di calcolo di post-processing (i cui tabulati vengono riportati in Appendice alla presente relazione), si precisa quanto segue:

- L'**origine di riferimento** è assunta sull'asse appoggi della Spalla A ed il verso è quello delle progressive crescenti di progetto (dalla Spalla A, lato galleria, alla Spalla B, lato rotatoria).
- Gli elementi 'Frame' delle **travi** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da due lettere (TA=Trave A, TB=trave B) e tre numeri progressivi dall'origine alla Spalla B (da 001 a 818). I nodi di estremità di ciascun elemento di trave sono identificati univocamente dallo stesso codice alfanumerico a cui viene aggiunta la lettera "J" come prefisso (JTA001, JTA002, etc.).
- Gli elementi 'Frame' dei **traversi** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da tre lettere (TVR) e quattro numeri progressivi (da 0001 a 2740): i numeri progressivi variano prima in trasversale all'asse del viadotto (da destra verso sinistra, identificando un traverso dall'inizio alla fine del suo asse) e quindi in longitudinale all'asse del viadotto (dall'origine di riferimento fino al termine dell'opera). I nodi di estremità di ciascun elemento di traverso sono identificati univocamente dallo stesso codice alfanumerico a cui viene aggiunta la lettera "J" come prefisso (JTVR0001, JTVR0002, etc.).
- Gli elementi 'Link' degli **appoggi** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da sei caratteri che riepilogano la trave e l'asse appoggi di riferimento, a partire dall'origine definita in precedenza. Pertanto, si avrà: APP-A1=appoggio Trave A su Asse Appoggi 1 (Spalla A), APP-B1=appoggio Trave B su Asse Appoggi 1 (Spalla A), APP-A2=appoggio Trave A su Asse Appoggi 2 (Pila 1), etc.
- Gli elementi 'Frame' dei **fusti delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da quattro caratteri (es: P1-1): i primi 2 caratteri identificano univocamente la Pila, l'ultimo numero identifica il tratto corrispondente (1=tratto di base a sezione piena, 2=tratto centrale a sezione cava, 3=tratto finale di sommità a sezione piena). I **nod di base** di ciascun elemento del fusto (incastro con la fondazione) sono identificati univocamente da un codice alfanumerico tipo "JP1": le prime due lettere incicano il nodo di base della pila, il numero è un riferimento univoco (1=Pila 1, etc.).
- Gli elementi 'Frame' dei **pulvini delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da quattro caratteri (es: PP1A): i primi 3 caratteri identificano univocamente la Pila (Pulvino Pila X), l'ultimo numero identifica il ramo corrispondente (A=lato Trave A, B=lato Trave B).

Per tutti gli altri elementi presenti non è stato necessario procedere ad un riferimento univoco in quanto non utilizzati in fase di post-processing.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  CITIZIA <small>INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE</small>		REV. A	FOGLIO 50 di 99
	 sinergo				 D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	
Data 10/2023						

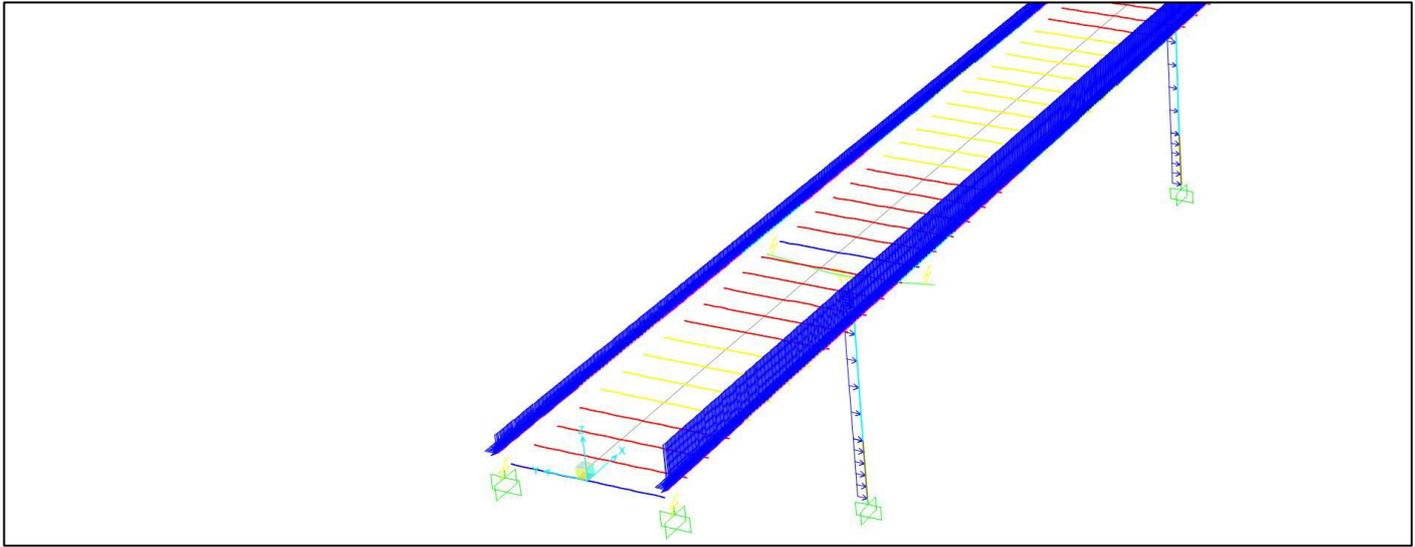


Esempio di nomenclatura degli elementi (sezione trasversale su pila)

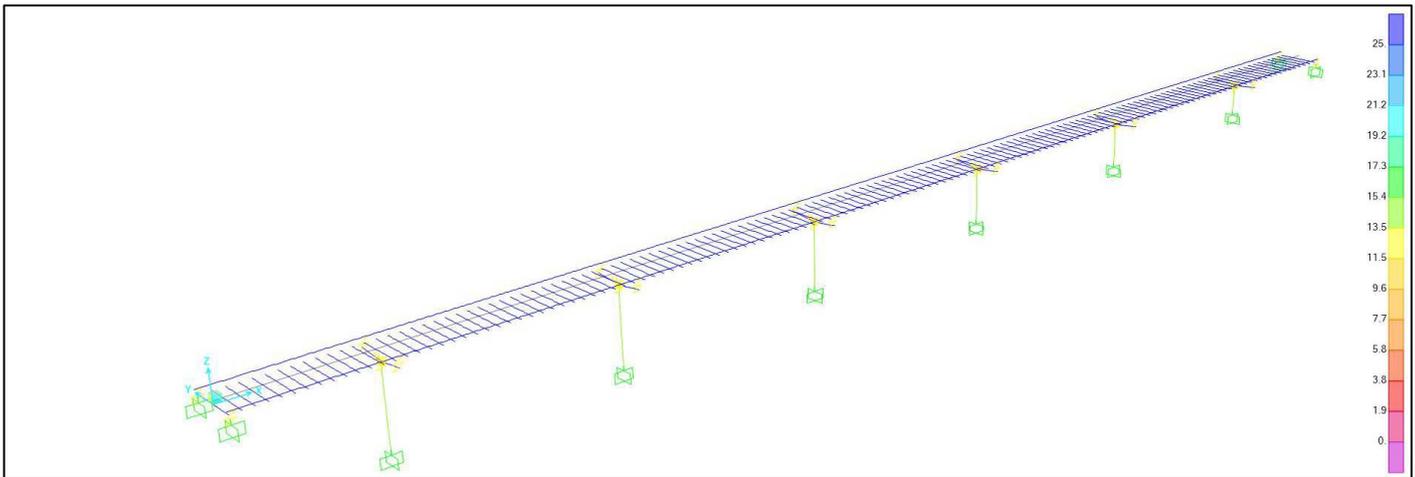
9.1.3 Applicazione dei carichi sul modello di calcolo

Di seguito si riportano le immagini rappresentative di alcuni carichi applicati sul modello di calcolo per le diverse azioni permanenti e variabili applicate.

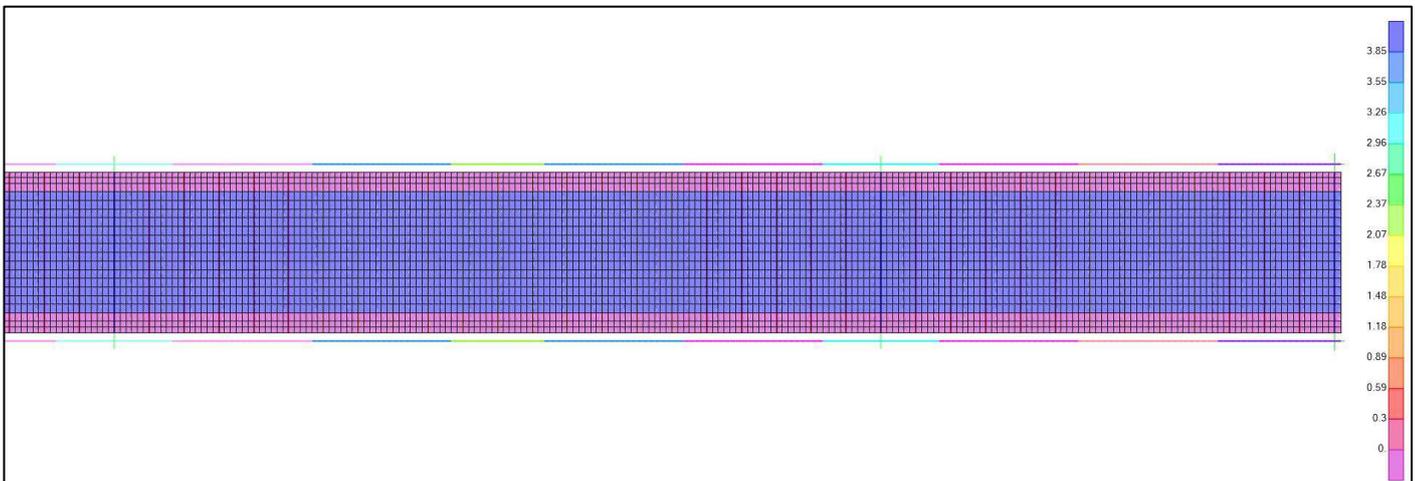
CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  CITIZIA <small>INGEGNERIA, SANALITÀ, AMBIENTE</small>		REV. A	FOGLIO 51 di 99
	 sinergo				 D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
Data 10/2023						



Esempio di carico da vento applicato ai 'Frame' (stralcio campate 1 e 2)



Esempio di carico da variazione termica uniforme sui 'Frame'

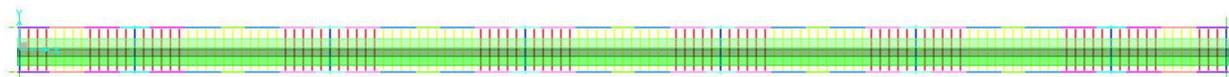


Esempio di carico da pavimentazione stradale applicato alle 'Shell' (stralcio campate 6 e 7)

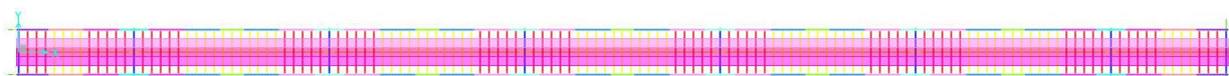
I carichi mobili dovuti al traffico veicolare sono applicati dal software per 'step', facendo viaggiare sulle 'Lane' di carico i carichi Tandem, in modo da massimizzare gli effetti su ciascun elemento della struttura. I

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	52 di 99
			Data 10/2023	

carichi distribuiti associati ai carichi Tandem sono invece applicati su campi di soletta (distinti per campata e corsia di carico) e distribuiti come indicati nel paragrafo 7.4, per massimizzare gli effetti in campata e sugli assi appoggi.



Posizionamento 'Lane' per carichi viaggianti – Disposizioni tipo "a"



Posizionamento 'Lane' per carichi viaggianti – Disposizioni tipo "b"

I carichi sismici sono invece applicati con il metodo dello Spettro di Risposta (analisi dinamica lineare), applicando tutte le masse relative ai pesi propri dell'impalcato (g_1) ed ai carichi permanenti portati (g_2). Per la definizione degli spettri di progetto si rimanda al paragrafo 7.13.

9.1.4 Modi di vibrare

Come precedentemente esposto, per l'analisi in fase sismica si procede ad un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta attraverso il programma di calcolo BRIDGE.

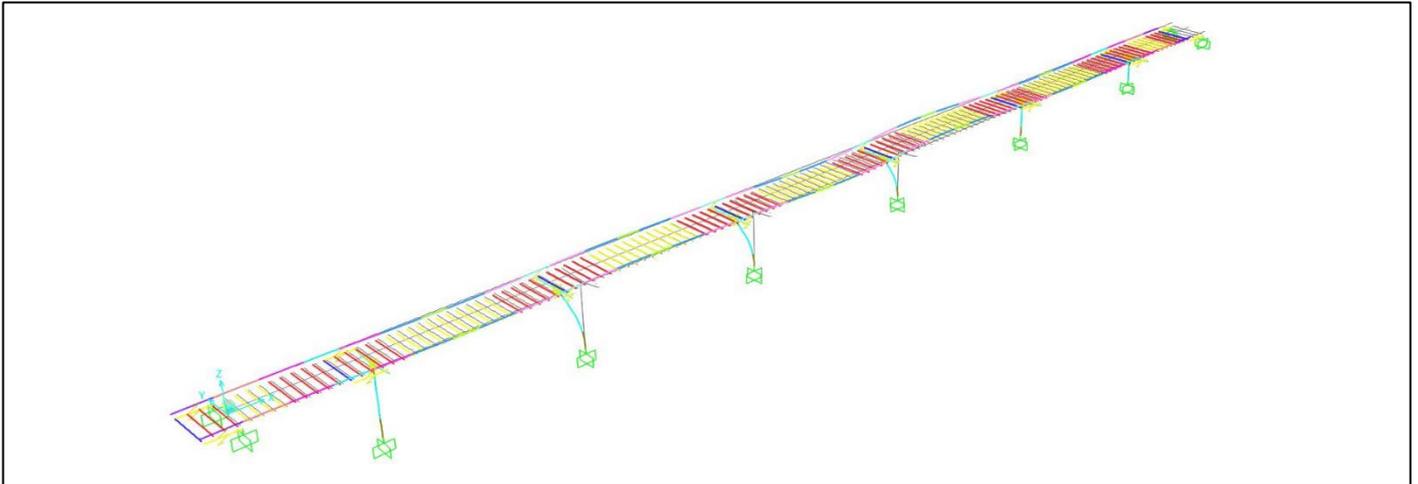
Per raggiungere la minima massa modale partecipante in tutte e 3 le direzioni principali sono stati indagati 800 modi, che portano ad una massa totale partecipante pari a:

- Massa totale in direzione longitudinale (X) = 98.7 %
- Massa totale in direzione trasversale (Y) = 98.2 %
- Massa totale in direzione verticale (Z) = 92.9 %

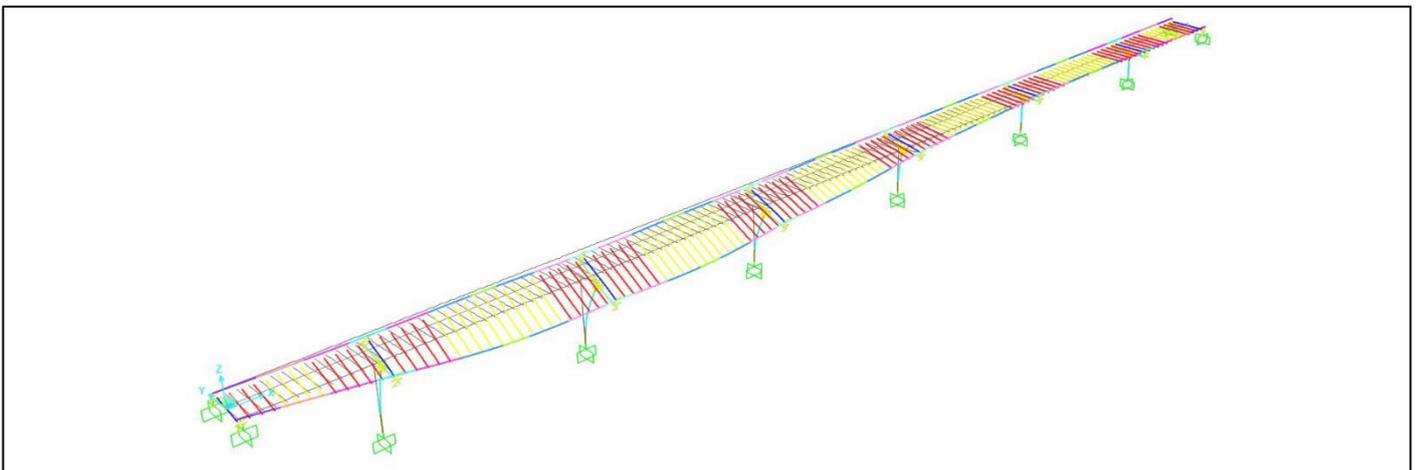
Di seguito si riporta la tabella con i modi principali di vibrare, indicando periodo di riferimento e massa partecipante (almeno pari al 5%).

Modo	Periodo sec	UX %	UY %	UZ %
1	1.17165	89%	0%	0%
2	0.96432	0%	47%	0%
5	0.71173	0%	8%	0%
7	0.56843	0%	13%	0%
11	0.48687	0%	0%	38%
16	0.33390	0%	1%	17%
17	0.33211	0%	1%	6%
19	0.30345	0%	7%	0%
32	0.17043	0%	0%	10%

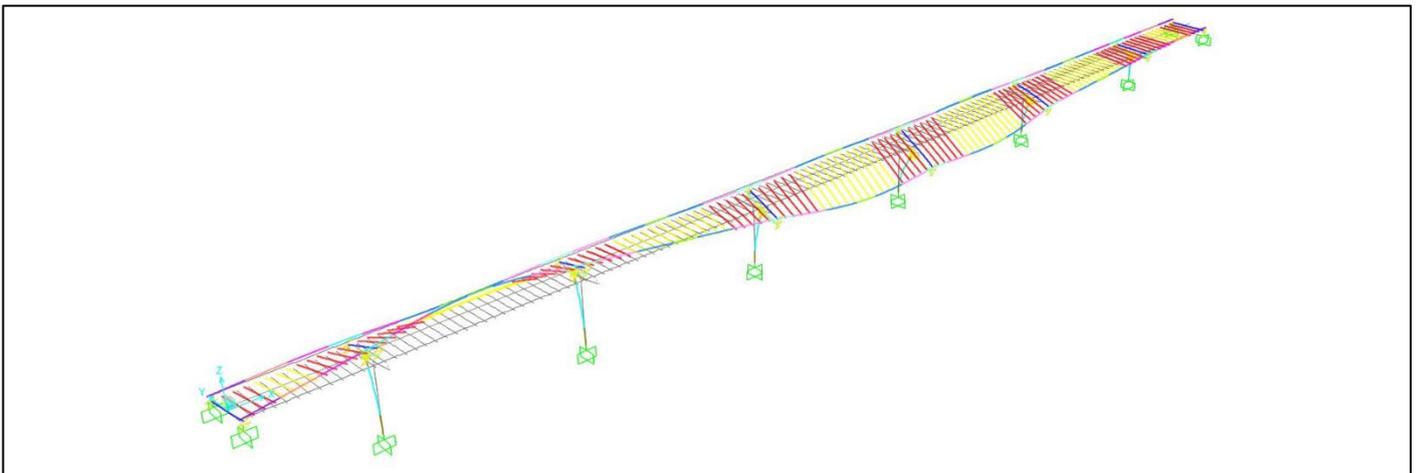
Nei grafici seguenti vengono riportate le deformate generate dal programma di calcolo ad elementi finiti per i modi di vibrare principali indicati nella precedente tabella.



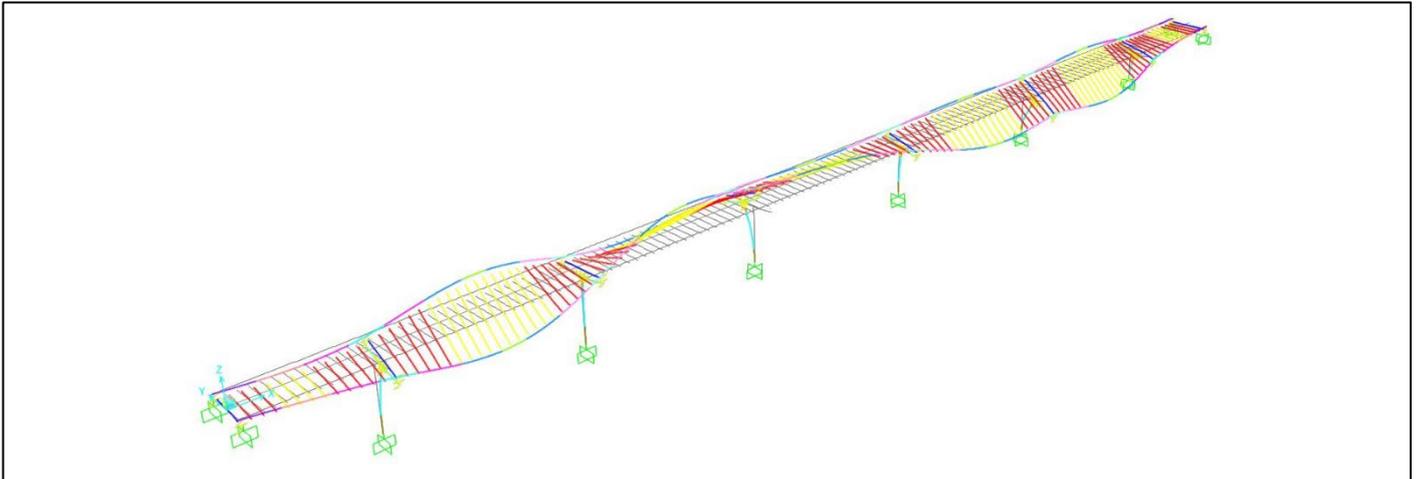
Modo di vibrare n.1 (Longitudinale – $T=1.172$ s)



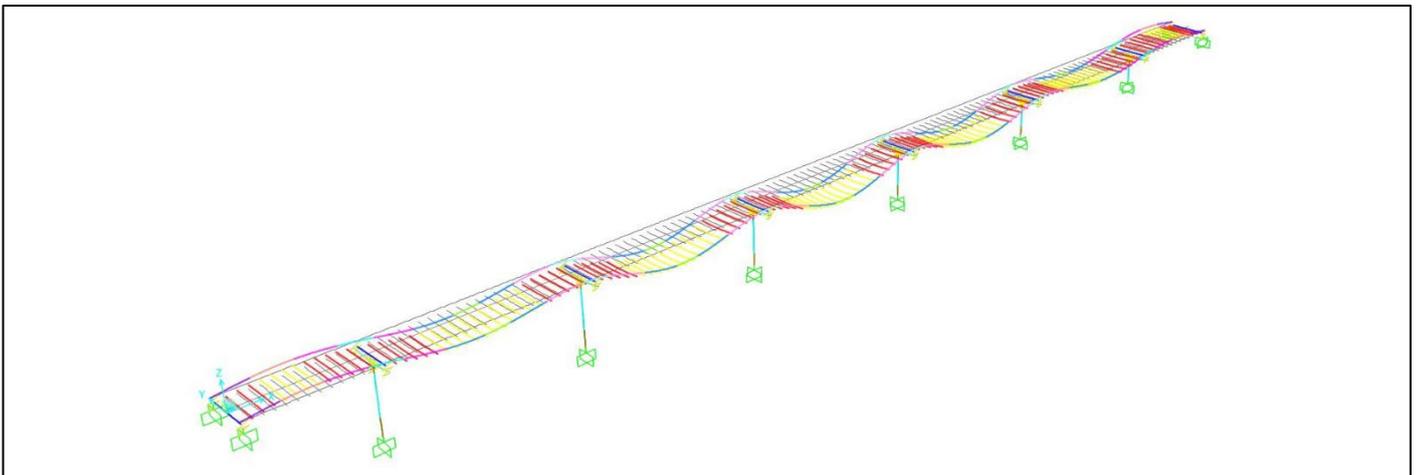
Modo di vibrare n.2 (Trasversale – $T=0.964$ s)



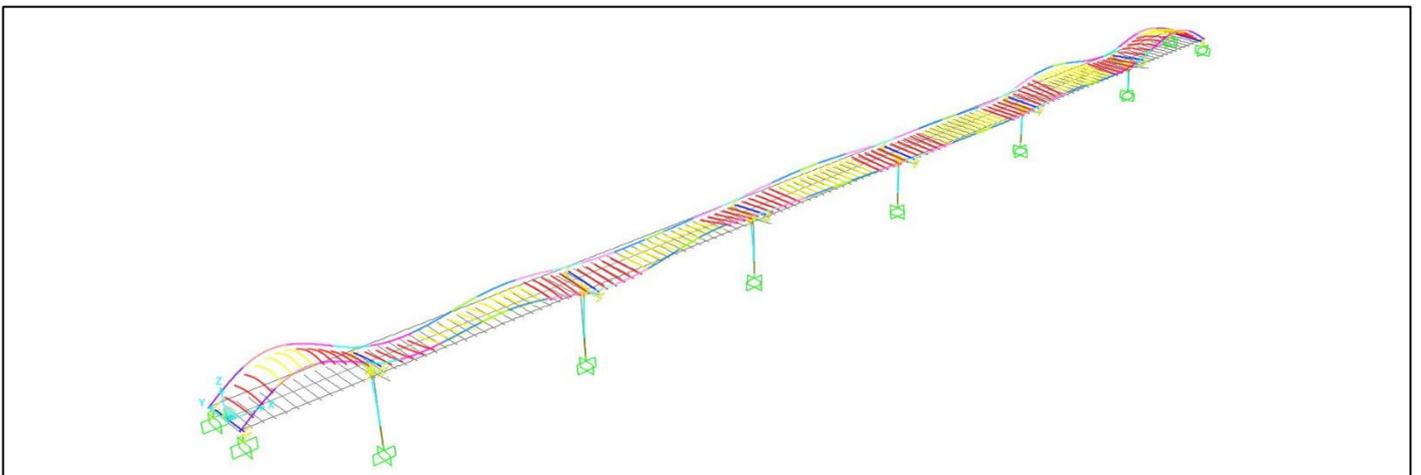
Modo di vibrare n.5 (Trasversale – $T=0.712$ s)



Modo di vibrare n.7 (Trasversale – T=0.568 s)

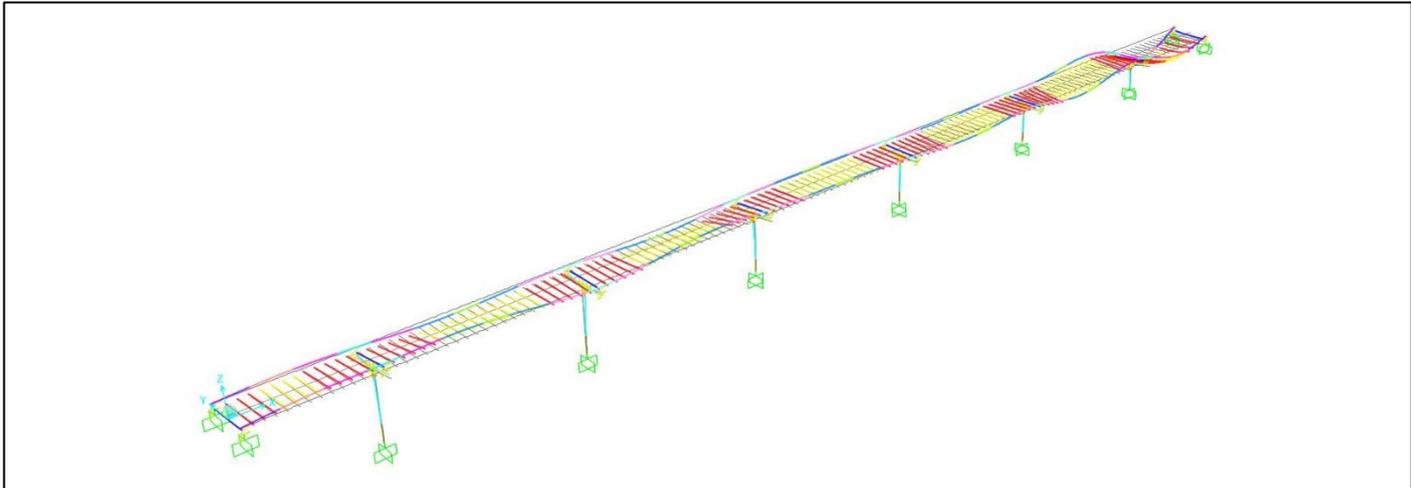


Modo di vibrare n.11 (Verticale – T=0.487 s)

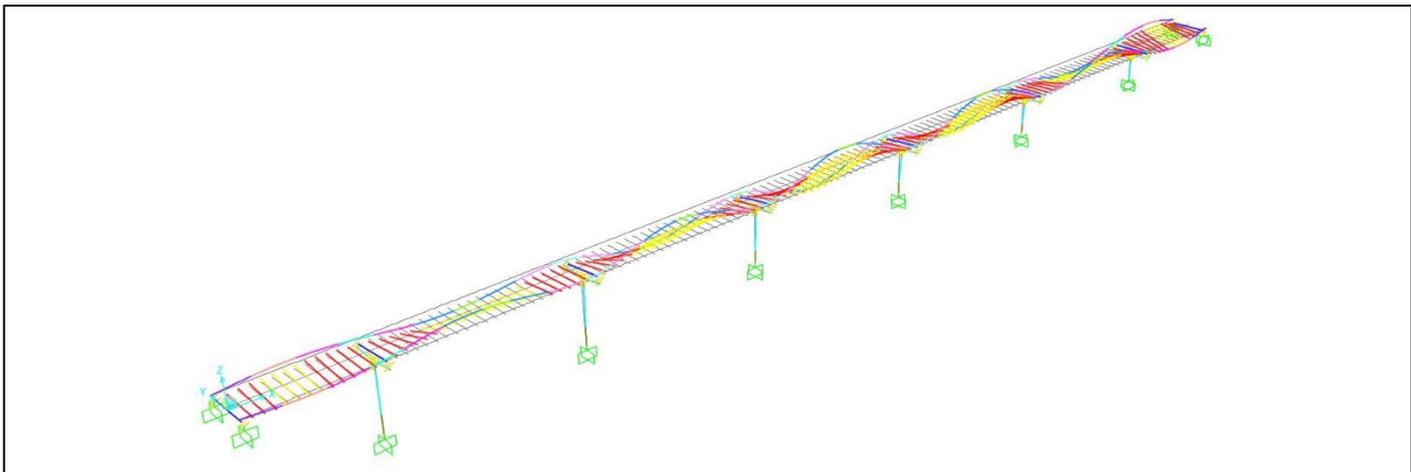


Modo di vibrare n.16 (Verticale – T=0.334 s)

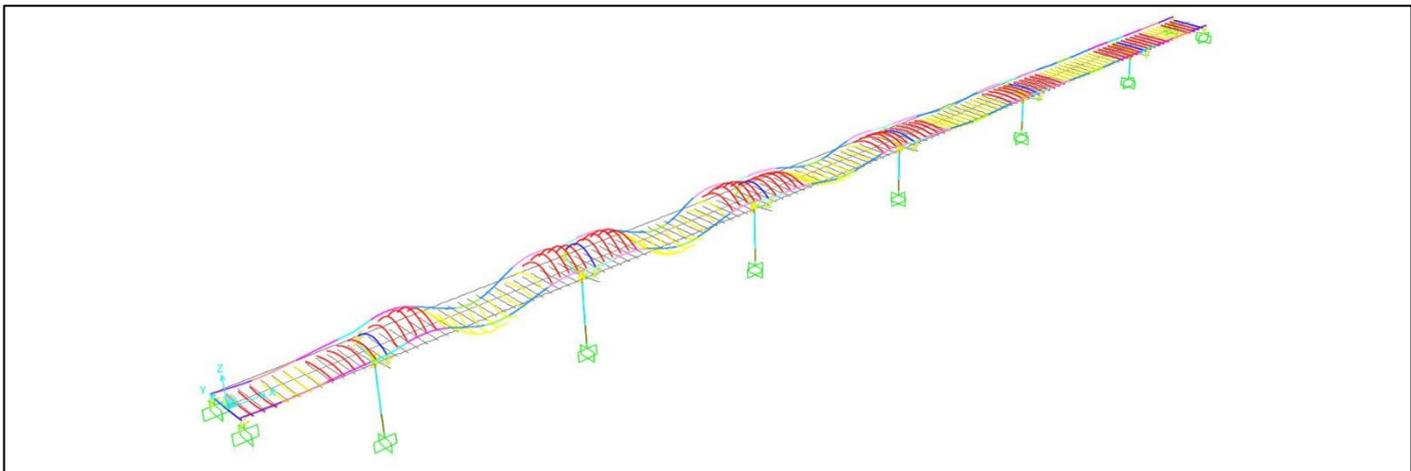
CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETA S.p.A. <small>INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE</small>	sinergo	D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	REV. A	FOGLIO 55 di 99
							Data 10/2023



Modo di vibrare n.17 (Verticale – T=0.332 s)



Modo di vibrare n.19 (Trasversale – T=0.303 s)



Modo di vibrare n.32 (Verticale – T=0.170 s)

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 56 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA CONSULTA AMBIENTE	sinergo D-VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

9.2 Modello di calcolo “locale” della soletta

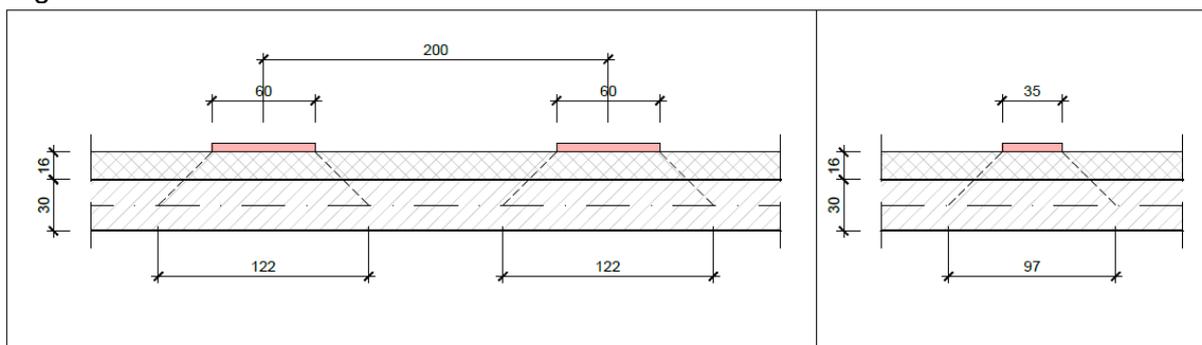
Il modello di calcolo locale della soletta è stato sviluppato con l’ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti “SAP2000”. In particolare, viene studiato un modello composto da una soletta di 15 m di sviluppo longitudinale (corrispondente a 5 campi di soletta tra traversi), in quanto ritenuto sufficientemente significativo per cogliere le massime e minime sollecitazioni (in asse trasverso e in mezzzeria tra due traversi consecutivi).

Il modello si compone dei soli seguenti elementi:

- Soletta in c.a., schematizzata con elementi monodimensionali tipo ‘Frame’ posizionati a quota dell’asse baricentrico; ogni singolo elemento presenta una sezione trasversale di dimensioni 100x30 cm.
- Appoggio sui traversi, realizzati con appositi ‘Restraint’ che bloccano gli spostamenti ma non le rotazioni (cerniere) nei punti in cui sono presenti i traversi.

Rispetto ai carichi definiti nel capitolo 7 vengono considerati i soli carichi verticali seguenti:

- Peso proprio della soletta g_1 .
- Carichi permanenti g_2 , costituiti dal peso della pavimentazione stradale.
- Azioni variabili da traffico veicolare q_1 (Schema di carico n.2), con diffusione secondo lo schema seguente:



Si riporta nella figura seguente il modello di calcolo precedentemente descritto.



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 57 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETEMVA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 10/2023

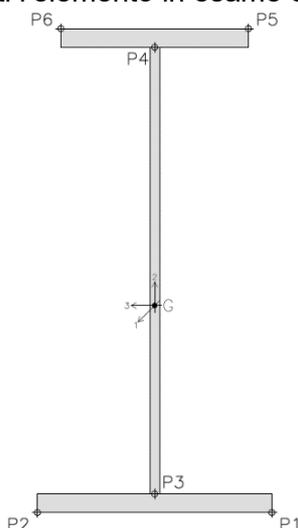
10 VERIFICHE DELLE TRAVI

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 1) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità globale);
- 2) Instabilità locale dei pannelli;
- 3) Fatica (verifiche a danneggiamento);
- 4) Deformazione.

10.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale: i formati numerici (con i valori delle tensioni ed i relativi tassi di sfruttamento dei materiali nei punti notevoli della sezione) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione. In questa fase si precisano solamente i punti di verifica esaminati in fase di post-processing, che riescono a cogliere le tensioni massime e minime in tutti i piatti costituenti l'elemento in esame ed i relativi tassi di sfruttamento.



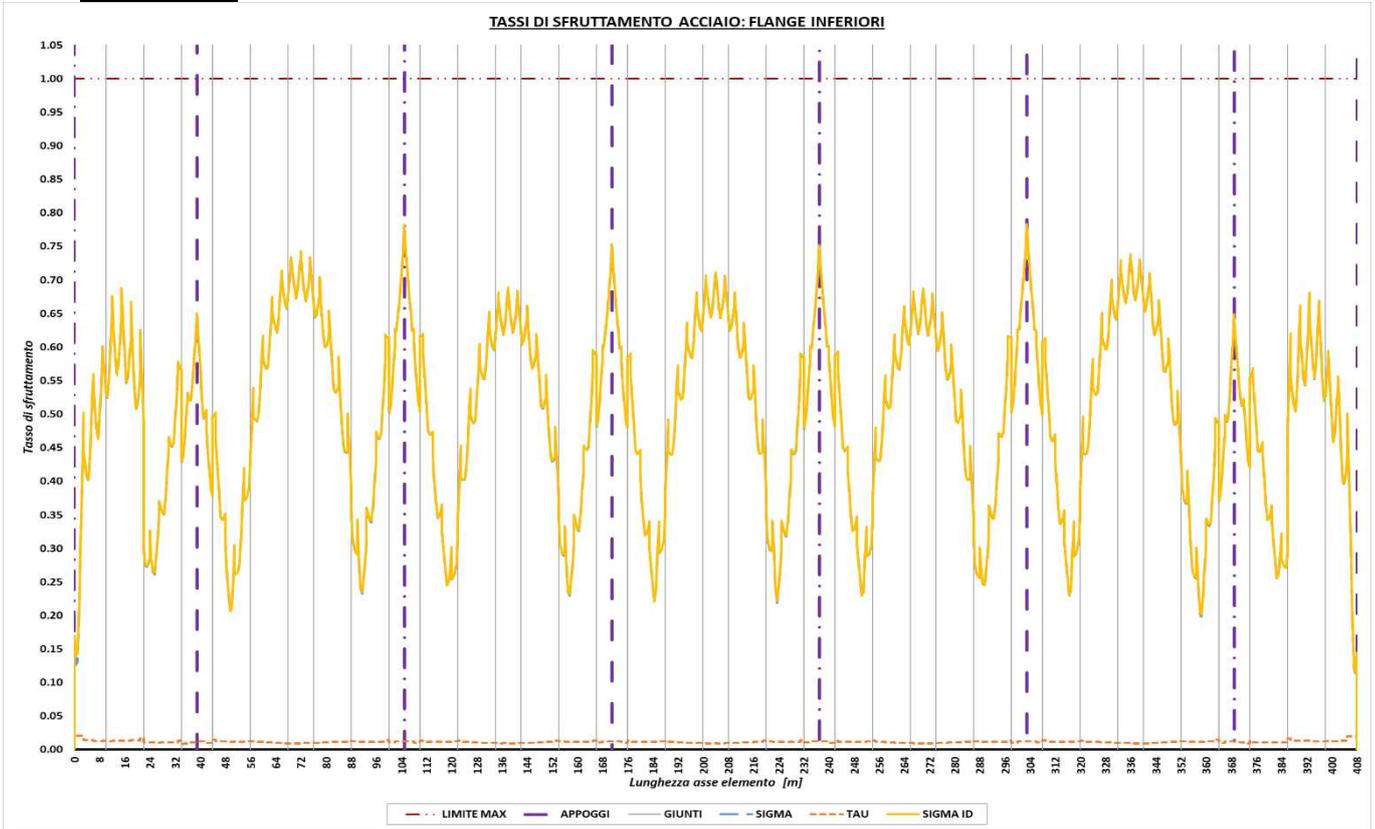
Posizione ed etichetta dei punti di verifica e indicazione asse locale elemento

Si precisa che il post-processing viene effettuato su entrambe le travi longitudinali: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell'involuppo dei valori massimi dei tassi di sfruttamento, considerando:

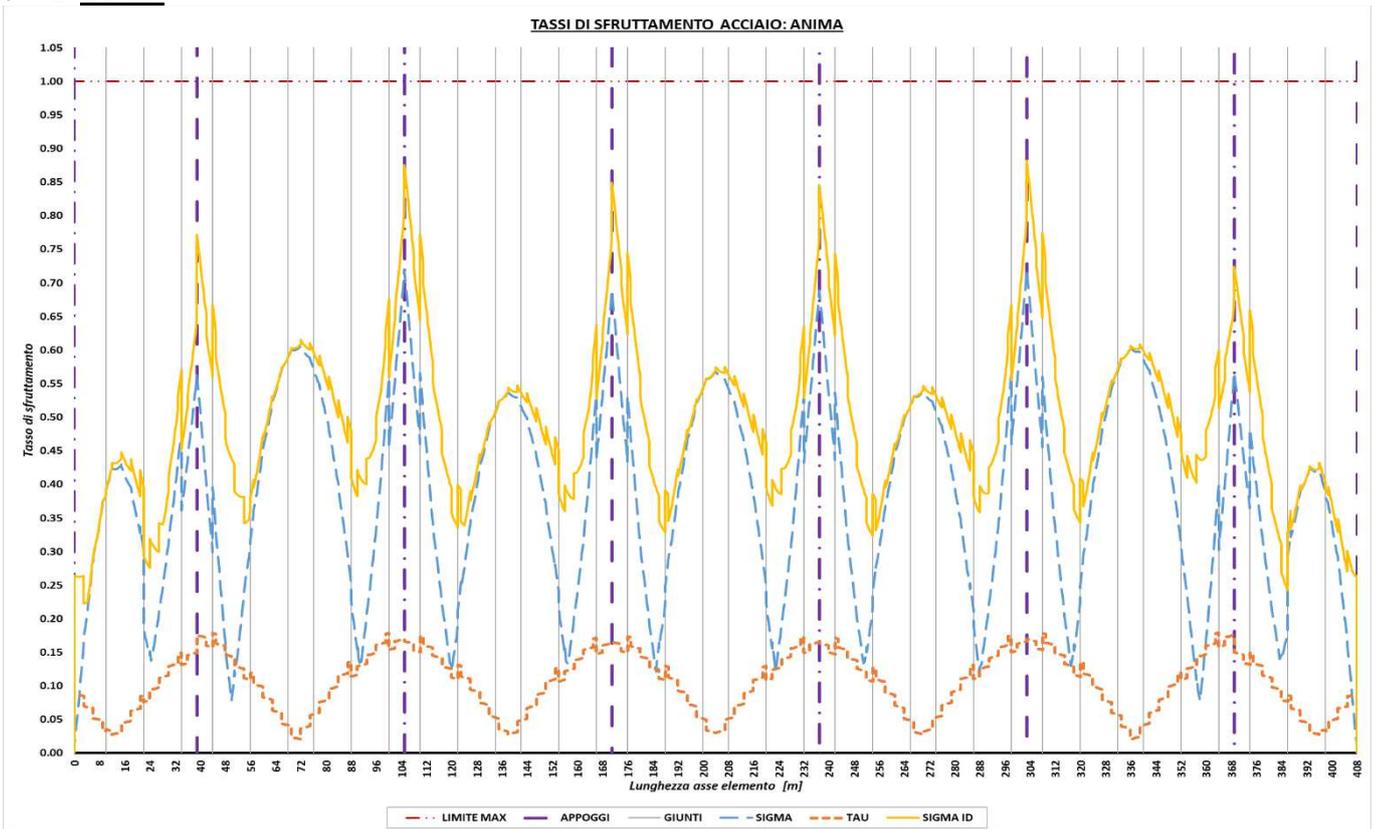
- Tassi di sfruttamento per tensioni normali dovute a flesso/tenso-flessione;
- Tassi di sfruttamento per tensioni tangenziali dovute a taglio e torsione;
- Tassi di sfruttamento per tensioni ideali secondo Von Mises.

Dai seguenti grafici si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

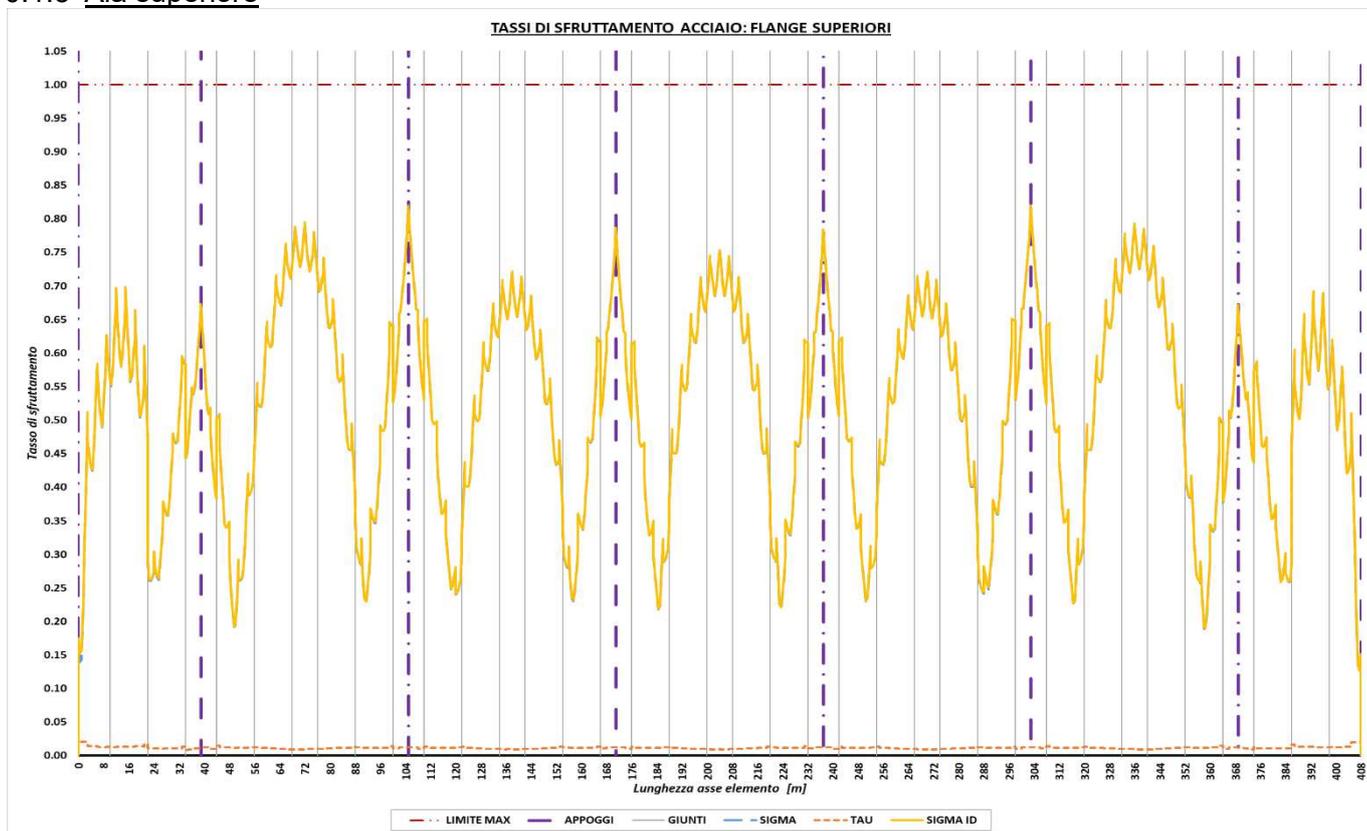
10.1.1 Ala inferiore



10.1.2 Anima



10.1.3 Ala superiore



10.2 Verifiche di instabilità

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di instabilità vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento (e/o nelle progressive in cui sono presenti elementi irrigidenti trasversali) il massimo coefficiente di sicurezza: i formati numerici (con i valori dei massimi coefficienti di sicurezza in tutte le progressive analizzate) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione.

Si precisa che il post-processing viene effettuato su entrambe le travi longitudinali: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell'involuppo dei valori massimi dei coefficienti di sicurezza, considerando:

- Verifiche a taglio dei pannelli d'anima irrigiditi;
- Verifiche a respiro delle anime;
- Verifiche di instabilità degli irrigidenti trasversali.

Nella tabella seguente si procede ad una **verifica analitica preliminare degli irrigidenti trasversali**, che possono essere considerati rigidi quando il loro momento d'inerzia I_{st} soddisfa le equazioni [4.2.52] della Circolare alle NTC-2018:

Irrigidente su tipo trave	h_w [mm]	t [mm]	a [mm]	Rigido? [SI / NO]
A1	3140	25	500	SI
A2	3140	28	500	SI
B1	3160	22	500	SI
B2	3170	24	500	SI
C	3180	20	500	SI

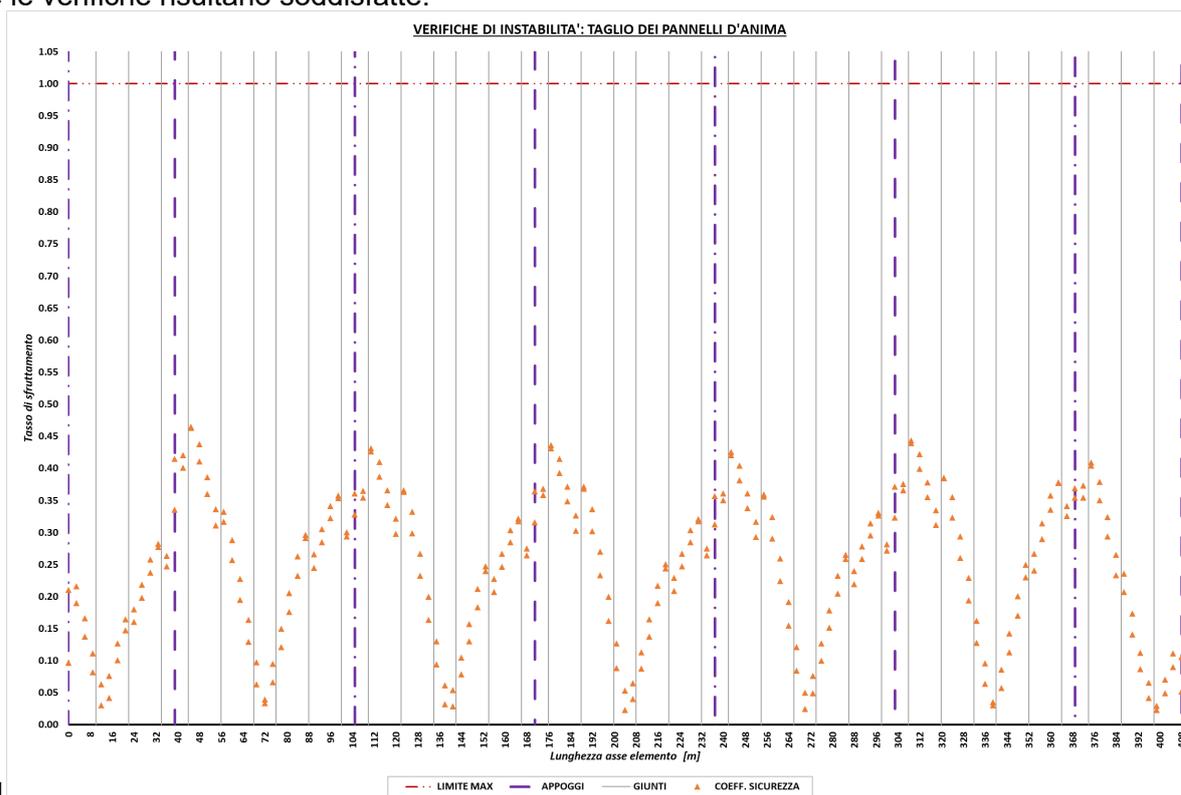
Irrigidente su tipo trave	h_w [mm]	t [mm]	a [mm]	Rigido? [SI / NO]
D	3220	20	500	SI
E	3220	22	500	SI

Si precisa inoltre che **la verifica a respiro delle anime viene sempre omessa** poiché, in accordo con il paragrafo 7.4 della UNI EN 1993-2, risulta che il rapporto tra altezza (b) e spessore (t) dell'anima della trave è sempre minore di un termine funzione della lunghezza (L) della campata considerata:

Tipo trave	b [mm]	t [mm]	L [m]	Verifica necessaria? [SI / NO]
A1	3140	25	39.00	NO
			66.00	NO
A2	3140	28	39.00	NO
			66.00	NO
B1	3160	22	39.00	NO
B2	3170	24	66.00	NO
C	3180	20	66.00	NO
D	3220	20	39.00	NO
E	3220	22	39.00	NO

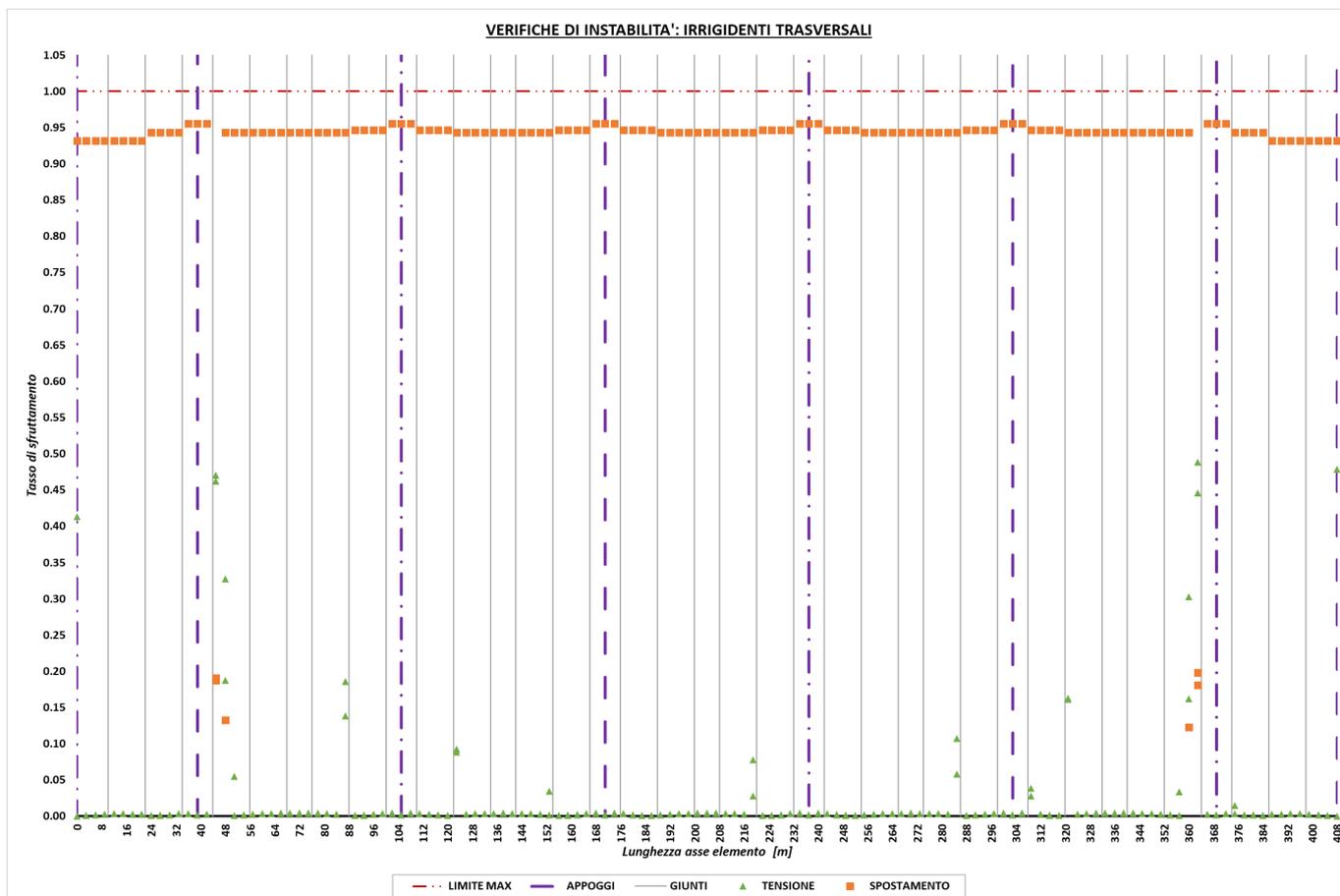
10.2.1 Instabilità dei pannelli d'anima

Nel grafico seguente si illustra l'andamento delle verifiche di instabilità dei pannelli d'anima a taglio, sulla base di quanto previsto dalla Circolare alle NTC-2018 e relativi Eurocodici. Dal seguente grafico si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.



10.2.2 Instabilità degli irrigidenti trasversali

Nel grafico seguente si illustra l'andamento delle verifiche di instabilità dei piatti di irrigidimento trasversale, in termini di tensioni e spostamenti. Dal seguente grafico si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.



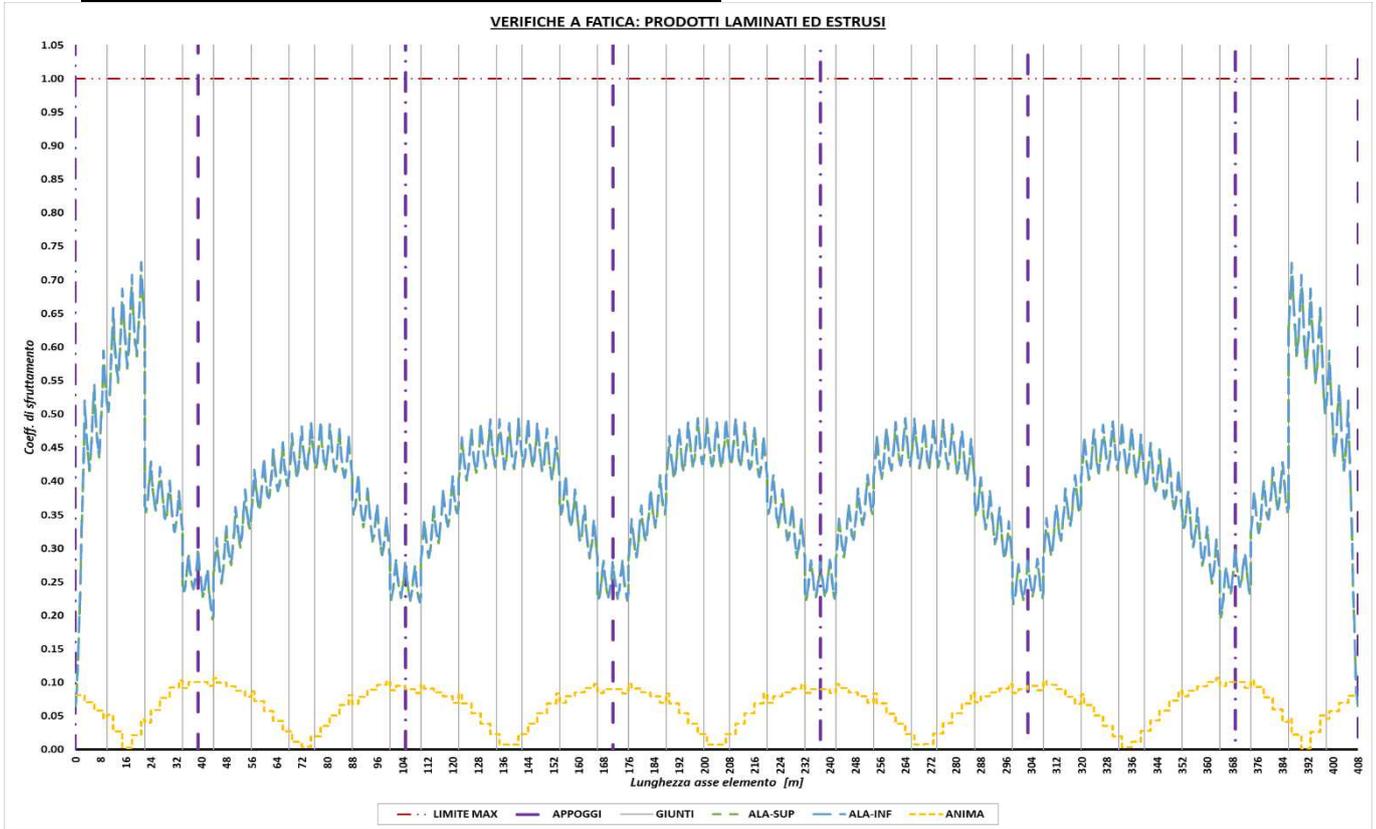
10.3 Verifiche a fatica

Le categorie di dettaglio interessate dalle verifiche a fatica sono le seguenti:

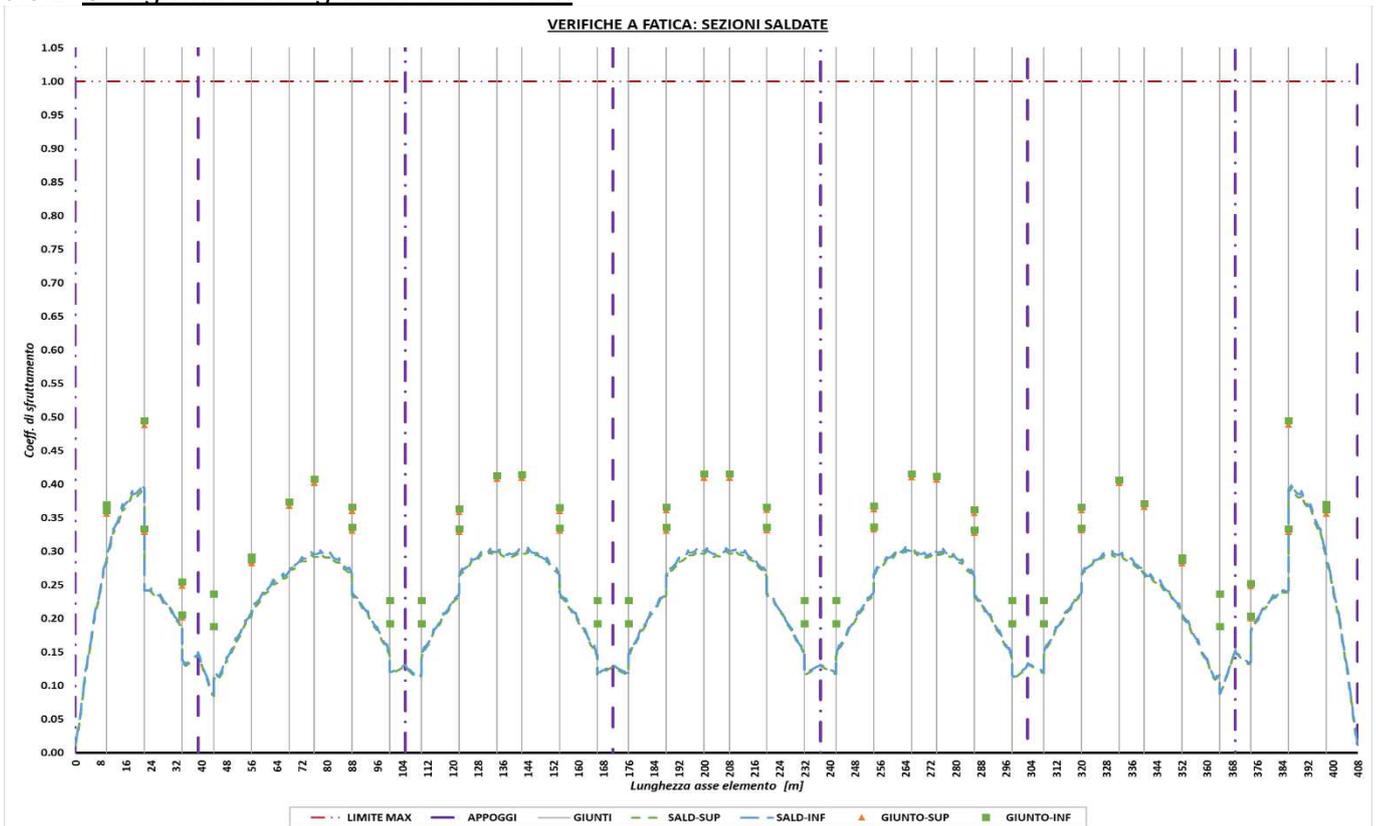
- a) Prodotti laminati ed estrusi;
- b) Sezioni saldate anima/flange e giunti trasversali (tutti previsti a piena penetrazione);
- c) Attacchi e irrigidenti saldati.

Dai grafici seguenti si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

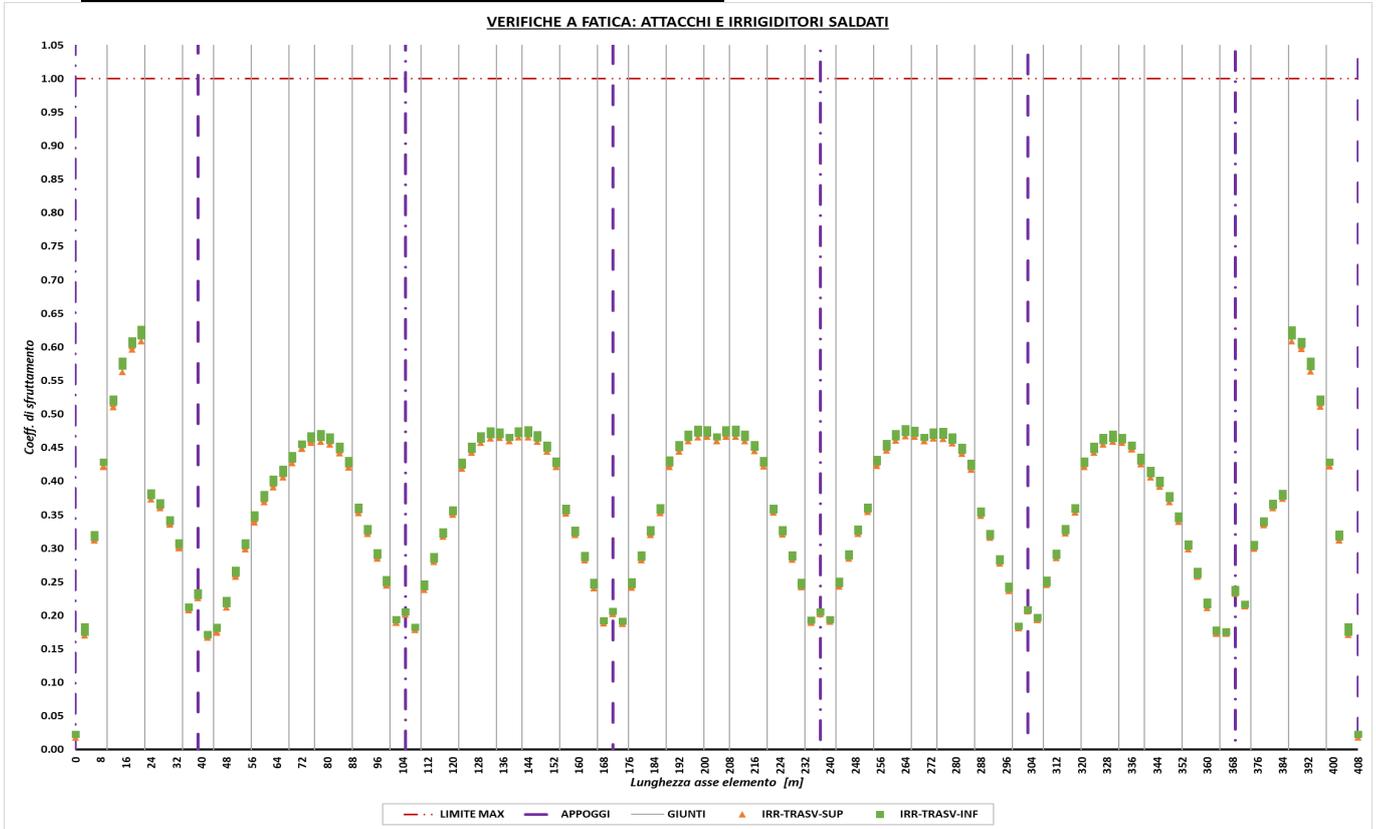
10.3.1 Categoria di dettaglio: prodotti laminati ed estrusi



10.3.2 Categoria di dettaglio: sezioni saldate



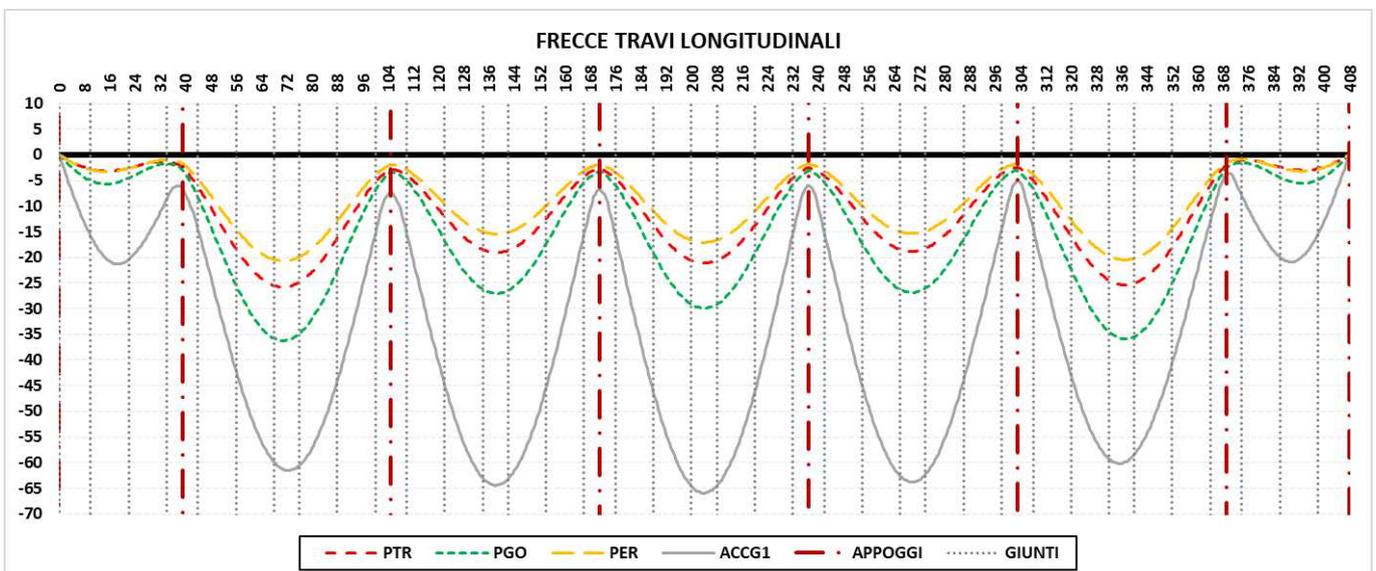
10.3.3 Categoria di dettaglio: attacchi e irrigidenti saldati



10.4 Verifiche a deformazione

Si riportano, nei grafici seguenti, le deformazioni delle travi longitudinali sotto gli effetti dei seguenti carichi verticali:

- Peso proprio della carpenteria metallica;
- Peso proprio della soletta in c.a.;
- Pesi permanenti portati;
- Carichi veicolari con il loro valore caratteristico.



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 64 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA ETA/VA s.r.l. ETA/VA s.r.l.	Data 10/2023	

Gli abbassamenti massimi in campata sono dell'ordine di circa 1/800 della luce per i carichi quasi permanenti e di circa 1/1000 della luce per i carichi accidentali viaggianti del Gruppo 1: tali valori sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

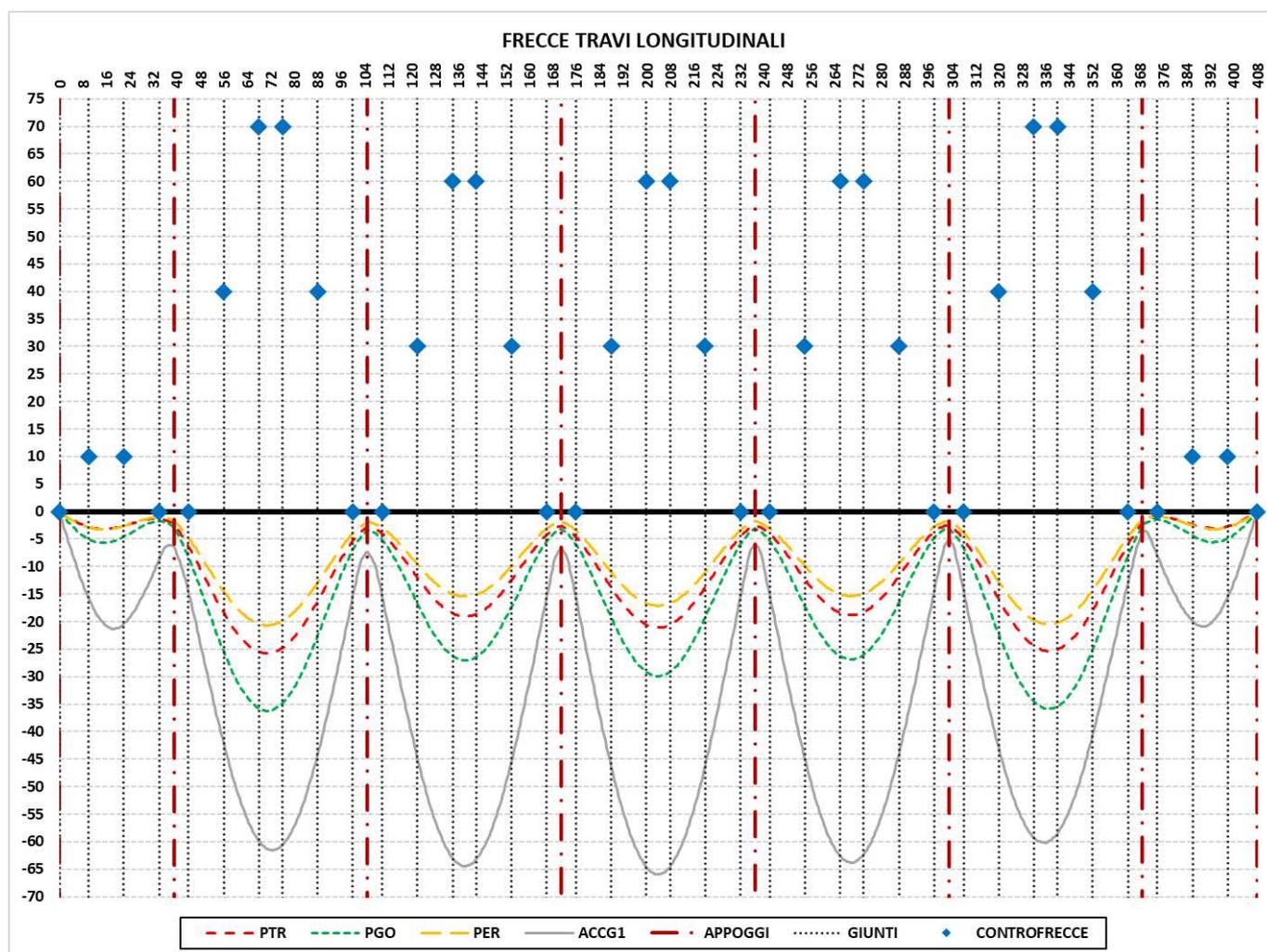
10.4.1 Contro-frecce di officina

Per contrastare gli abbassamenti dovuti ai carichi gravitazionali sopra indicati, si procede in fase di costruzione alla creazione di una "contro-monta". I valori, forniti nelle posizioni dei giunti trasversali, vengono calcolati con la seguente formula:

$$f_C = -[u_{z,ptr} + u_{z,pgo} + u_{z,per} + 0.2 \cdot u_{z,accg1}]$$

dove:

- $u_{z,ptr}$ = abbassamento dovuto al peso della carpenteria metallica;
- $u_{z,pgo}$ = abbassamento dovuto al peso della soletta in c.a.;
- $u_{z,per}$ = abbassamento dovuto ai carichi permanenti portati;
- $u_{z,accg1}$ = abbassamento dovuto ai carichi veicolari con il loro valore caratteristico.



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 65 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREMA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
				Data 10/2023

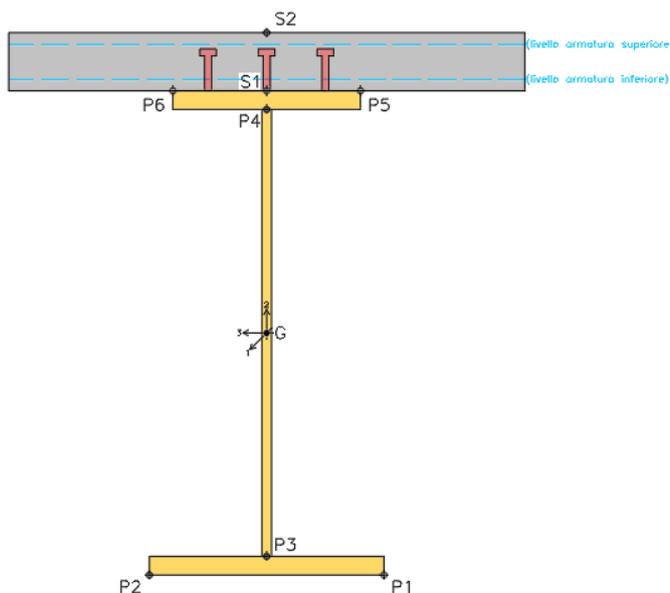
11 VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 1

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 1) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità globale) e della soletta in c.a.;
- 2) Elementi di connessione traverso/soletta (pioli);
- 3) Instabilità dei pannelli (anima e irrigidenti trasversali);
- 4) Fatica.

11.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale: i formati numerici (con i valori delle tensioni ed i relativi tassi di sfruttamento dei materiali nei punti notevoli della sezione) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione. In questa fase si precisano solamente i punti di verifica esaminati in fase di post-processing, che riescono a cogliere le tensioni massime e minime in tutti i piatti costituenti l'elemento in esame ed i relativi tassi di sfruttamento.



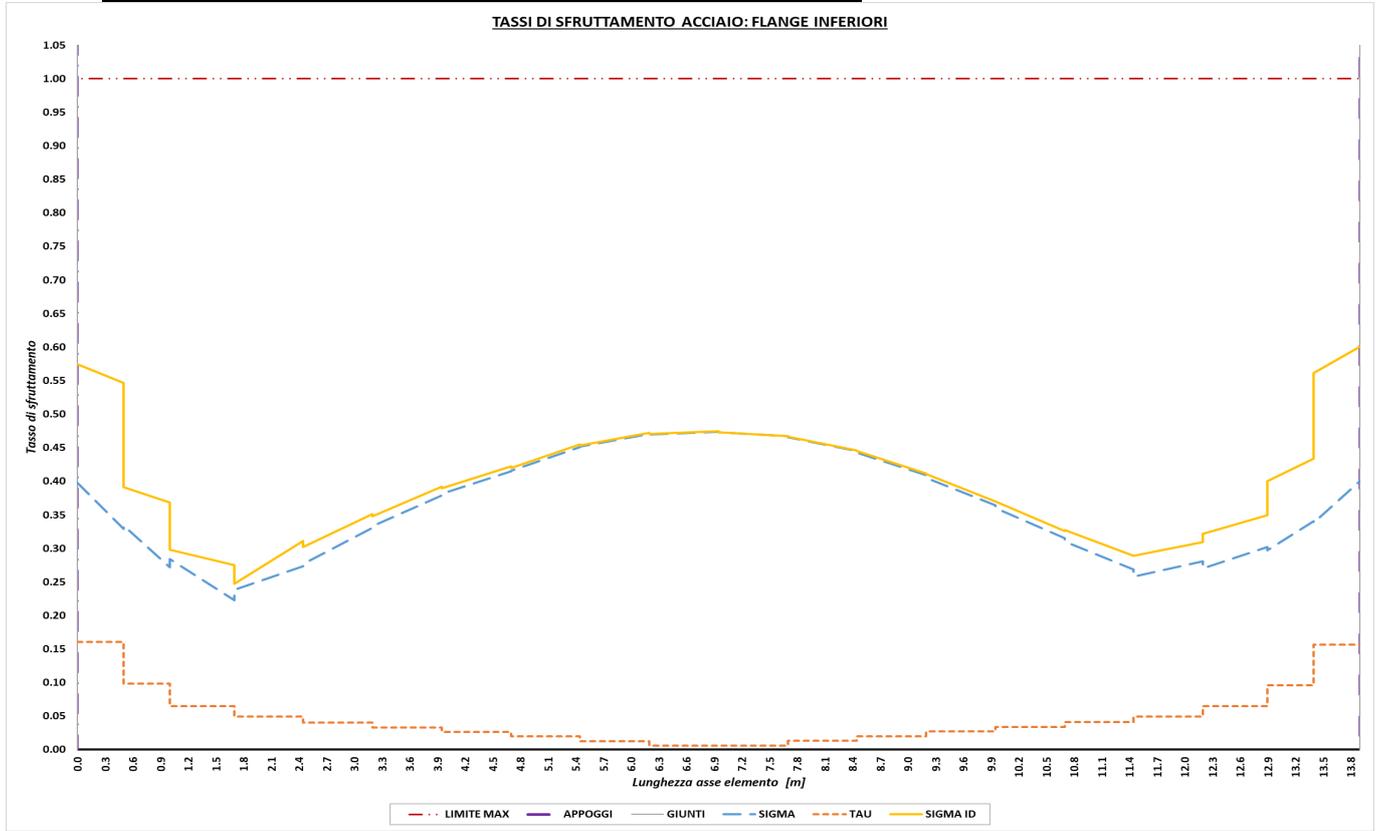
Posizione ed etichetta dei punti di verifica e indicazione asse locale elemento

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell'involuppo dei valori massimi dei tassi di sfruttamento, considerando (per ogni tipologia di traverso presente):

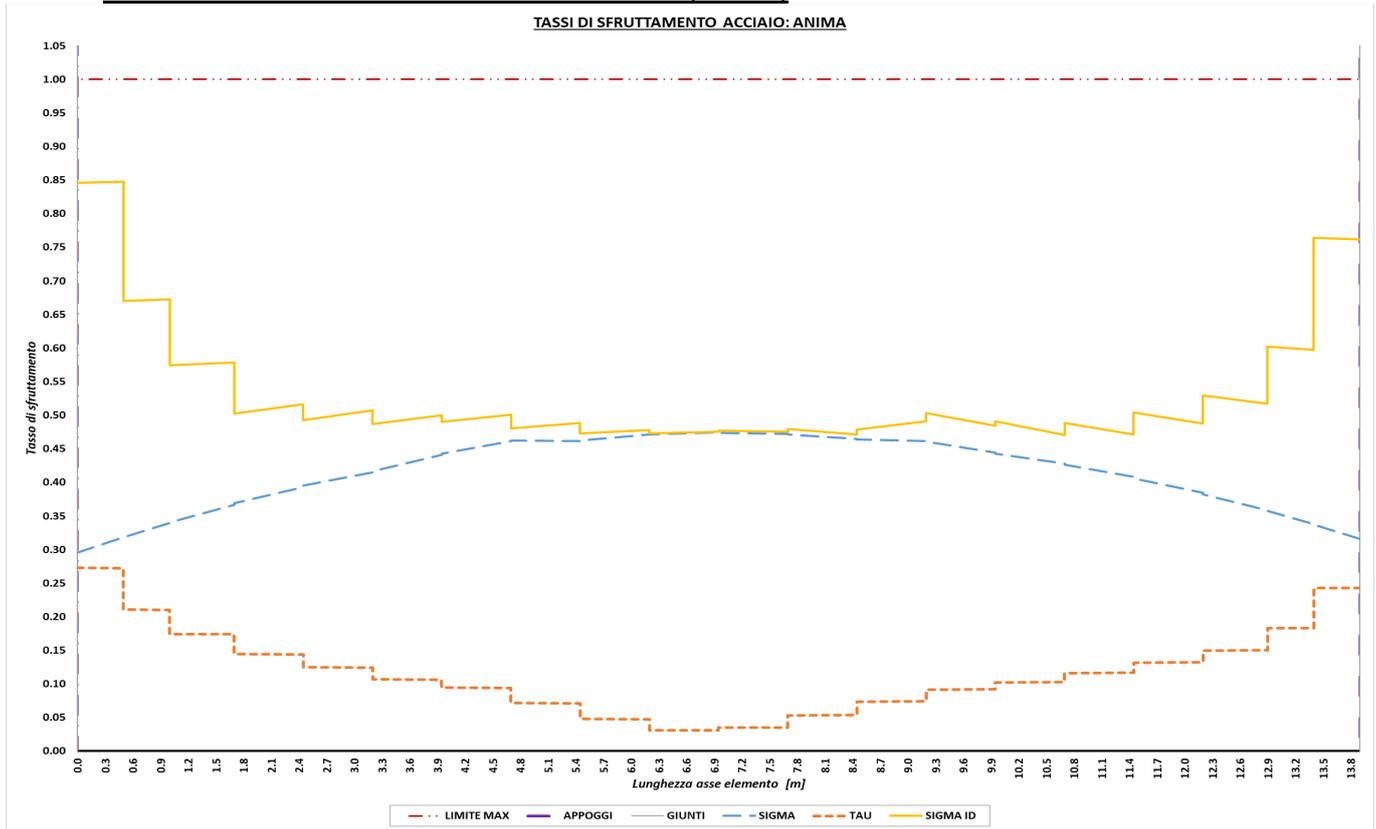
- Tassi di sfruttamento su acciaio strutturale:
 - o tensioni normali dovute a flesso/tenso-flessione;
 - o tensioni tangenziali dovute a taglio e torsione;
 - o tensioni ideali secondo Von Mises.
- Tassi di sfruttamento su cls e acciaio da armatura lenta:
 - o tensioni di compressione nel cls;
 - o tensioni di trazione nelle barre di armatura (Ø20/10).

Dai seguenti grafici si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

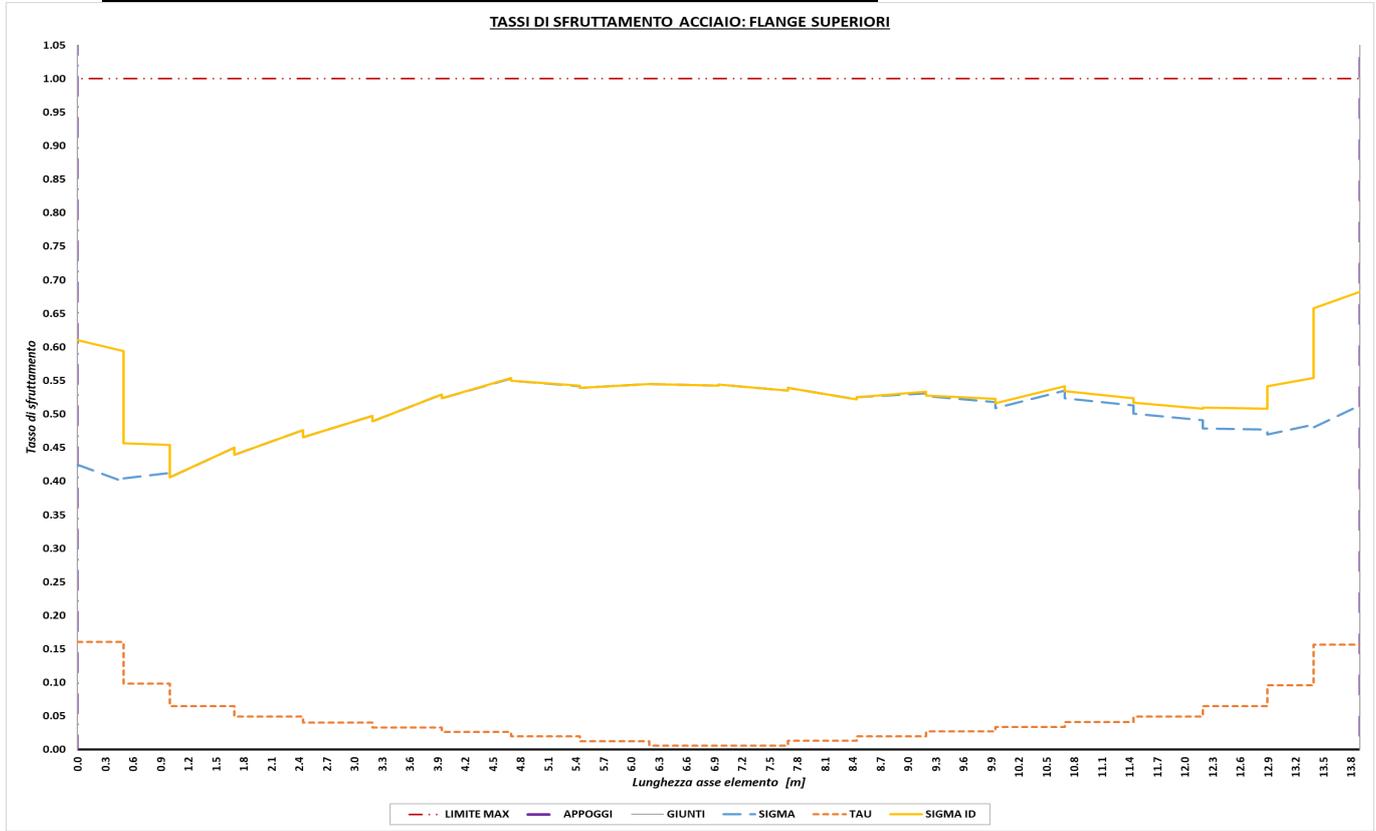
11.1.1 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala inferiore)



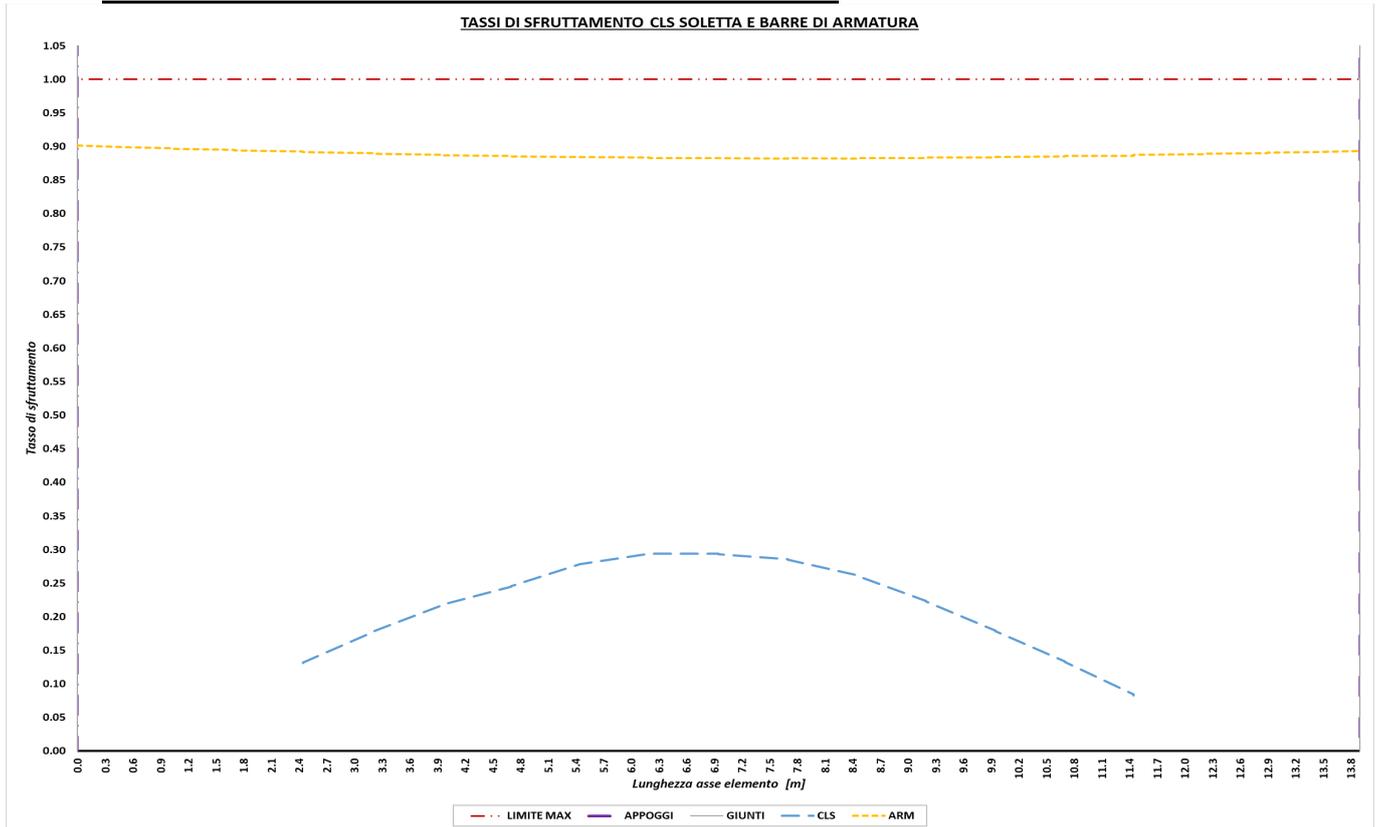
11.1.2 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (anima)



11.1.3 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala superiore)



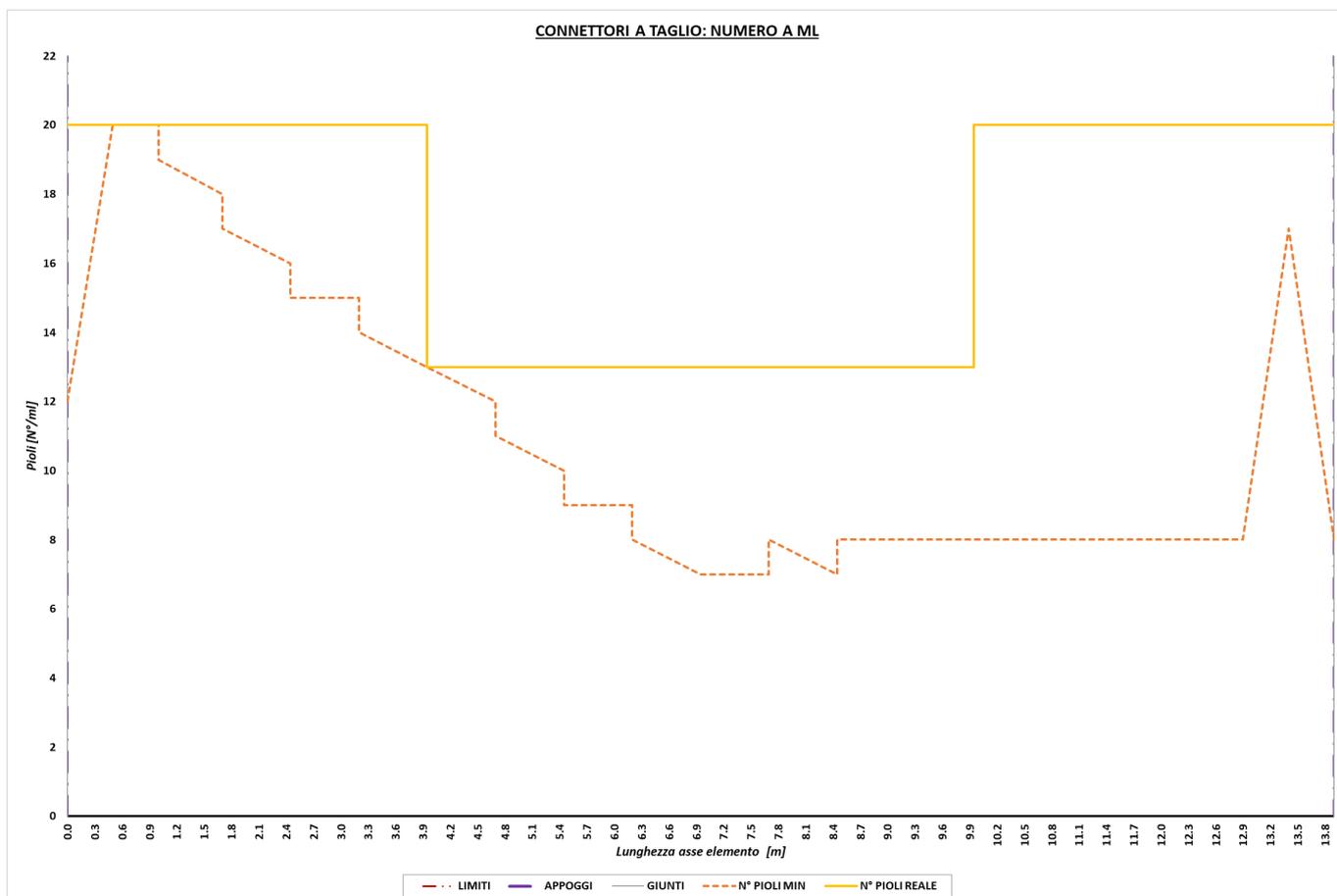
11.1.4 Traverso a sezione mista: cls soletta e barre di armatura



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 68 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

11.2 Disposizione dei pioli

Sulla base della trattazione esposta nel paragrafo 5.2.5 si procede al dimensionamento dei pioli di connessione traverso/soletta. In particolare, si sceglie di utilizzare pioli tipo Nelson con gambo di diametro Ø22 ed altezza totale 210 mm.



Sulla base del numero di pioli minimo da disporre a metro lineare (si precisa che il grafico “N° pioli min” non risulta simmetrico solo per la scelta di non sbilanciare i carichi variabili da entrambi i lati, sfruttando la simmetria dell’opera), sul traverso in oggetto si opera la seguente disposizione di pioli:

- Da inizio traverso a +4.00 m: n.4 Ø22/20
- Da +4.00 m alla mezzeria: n.4 Ø22/30

11.3 Verifiche di instabilità

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di instabilità vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell’elemento (e/o nelle progressive in cui sono presenti elementi irrigidenti trasversali) il massimo coefficiente di sicurezza: i formati numerici (con i valori dei massimi coefficienti di sicurezza in tutte le progressive analizzate) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione.

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi di appoggio: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell’involuppo dei valori massimi dei coefficienti di sicurezza, considerando:

- Verifiche a taglio dei pannelli d’anima irrigiditi;
- Verifiche a respiro delle anime;
- Verifiche di instabilità degli irrigidenti trasversali.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 69 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Nella tabella seguente si procede ad una **verifica analitica preliminare degli irrigidenti trasversali**, che possono essere considerati rigidi quando il loro momento d'inerzia I_{st} soddisfa le equazioni [4.2.52] della Circolare alle NTC-2018:

Irrigidente	h_w [mm]	t [mm]	a [mm]	Rigido? [SI / NO]
IRR-1	920	22	595	SI

Si precisa inoltre che **la verifica a respiro delle anime viene sempre omessa** poiché, in accordo con il paragrafo 7.4 della UNI EN 1993-2, risulta che il rapporto tra altezza (b) e spessore (t) dell'anima della trave è sempre minore di un termine funzione della lunghezza (L) dell'elemento considerata:

Tipo traverso	b [mm]	t [mm]	L [m]	Verifica necessaria? [SI / NO]
T1	920	22	13.9	NO

11.3.1 Instabilità dei pannelli d'anima

Le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima a taglio **vengono omesse** sulla base di quanto previsto dalla Circolare alle NTC-2018 e relativi Eurocodici. La disequaglianza per pannelli irrigiditi [C4.2.44] riportata nella Circolare alle NTC-2018:

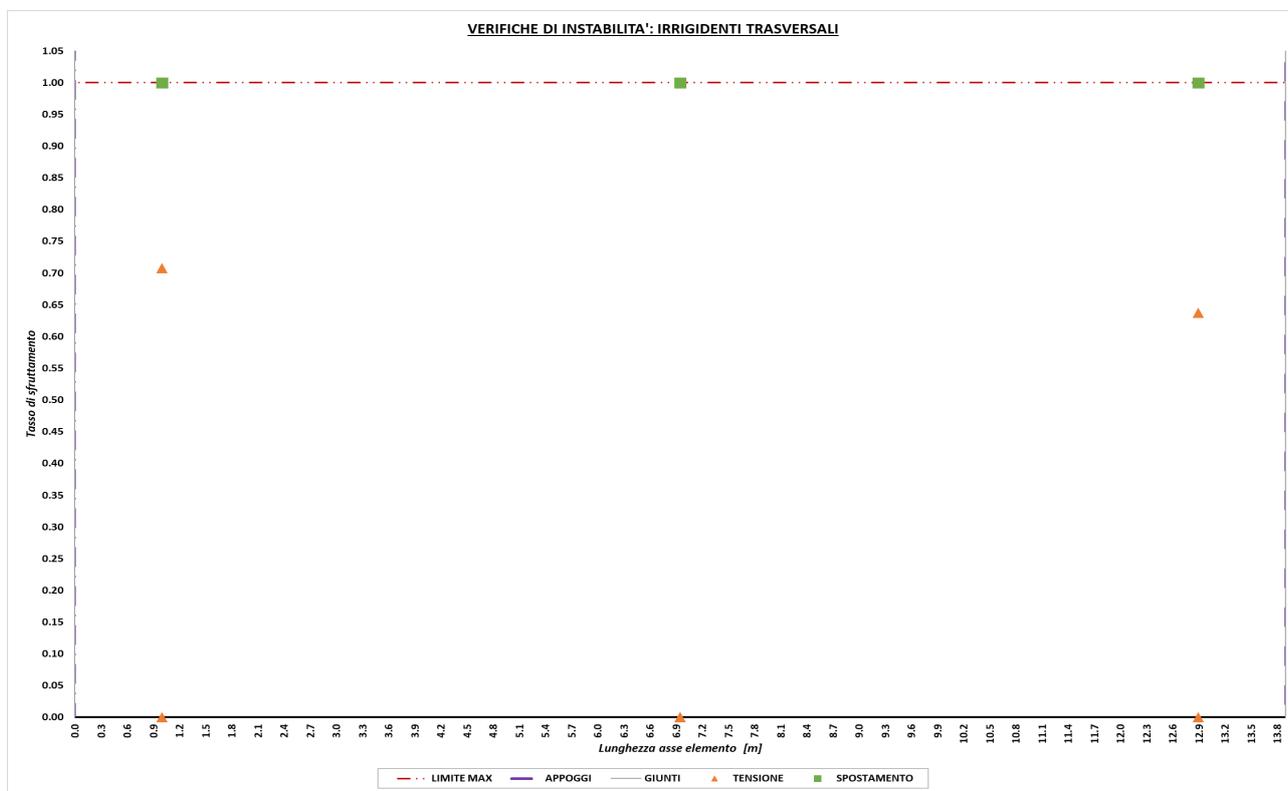
$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

risulta infatti non verificata poiché:

$$\frac{920}{22} = 41.8 \not\geq \frac{31}{1.20} \cdot 0.81 \cdot \sqrt{5.44} = 48.81$$

11.3.2 Instabilità degli irrigidenti trasversali

Nel grafico seguente si illustra l'andamento delle verifiche di instabilità dei piatti di irrigidimento trasversale, in termini di tensioni e spostamenti. Dal seguente grafico si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.



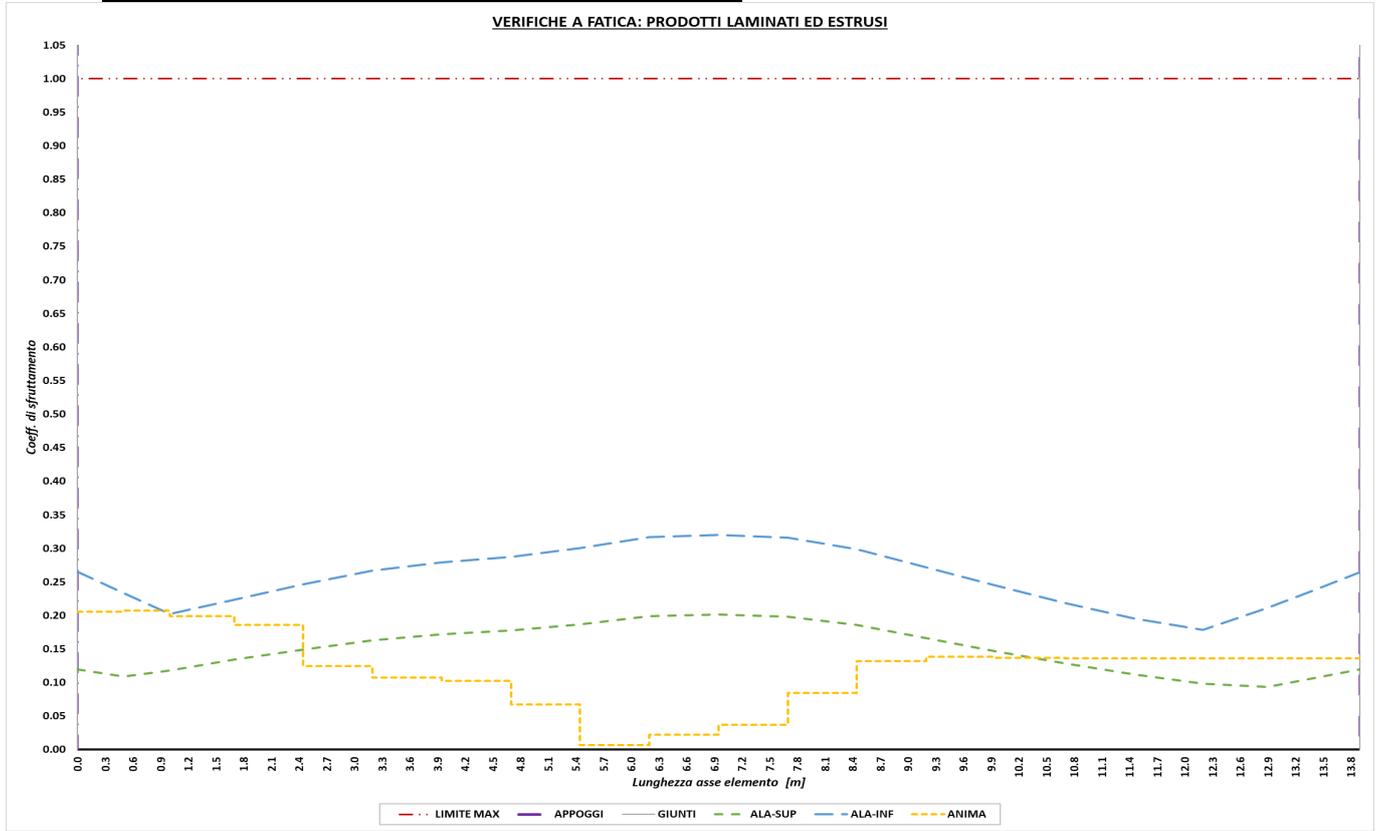
11.4 Verifiche a fatica

Le categorie di dettaglio interessate dalle verifiche a fatica sono le seguenti:

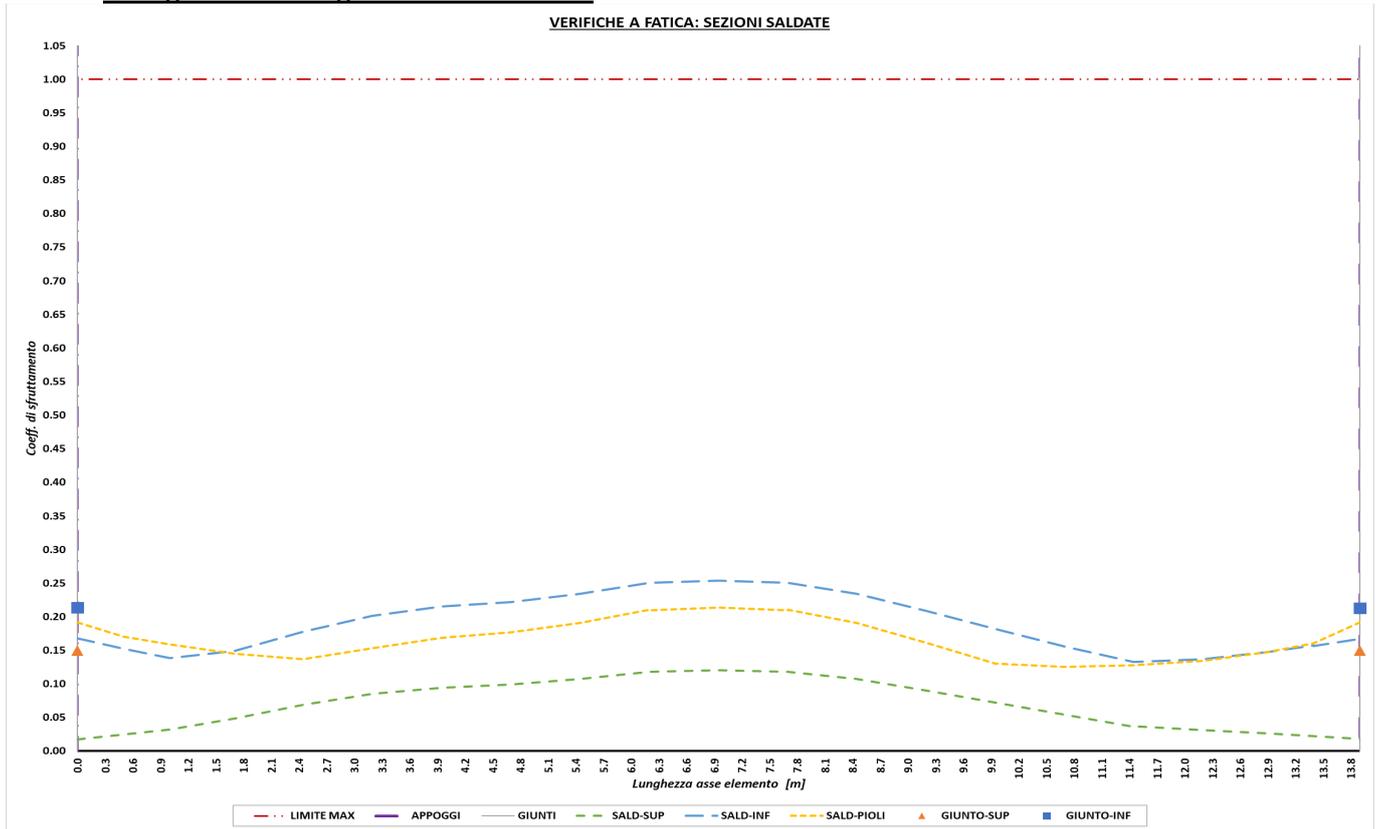
- a) Prodotti laminati ed estrusi;
- b) Sezioni saldate (anima/flange), effetti della saldatura dei pioli e giunti trasversali;
- c) Attacchi e irrigidenti saldati;
- d) Connessioni trasverso/soletta (pioli).

Dai grafici seguenti si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

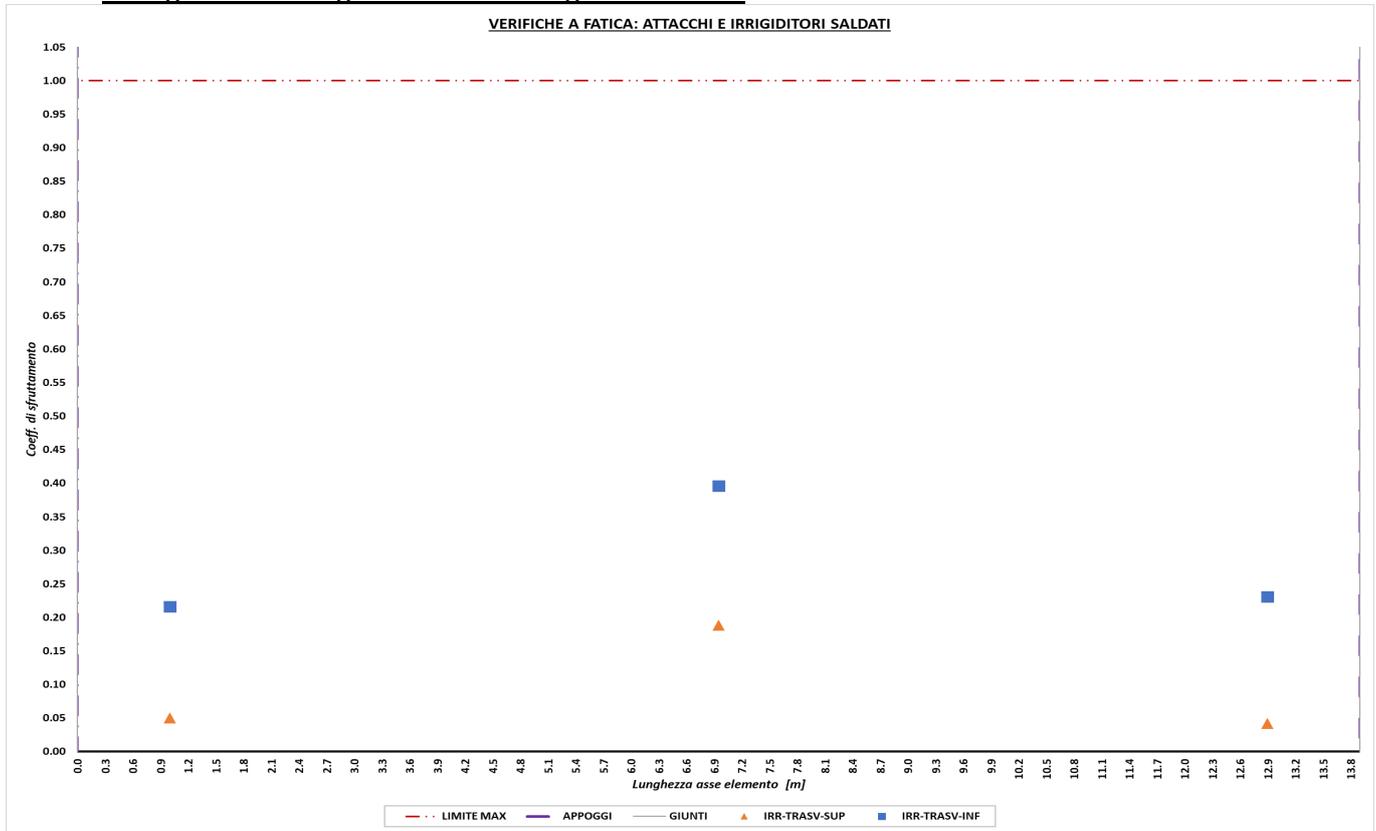
11.4.1 Categoria di dettaglio: prodotti laminati ed estrusi



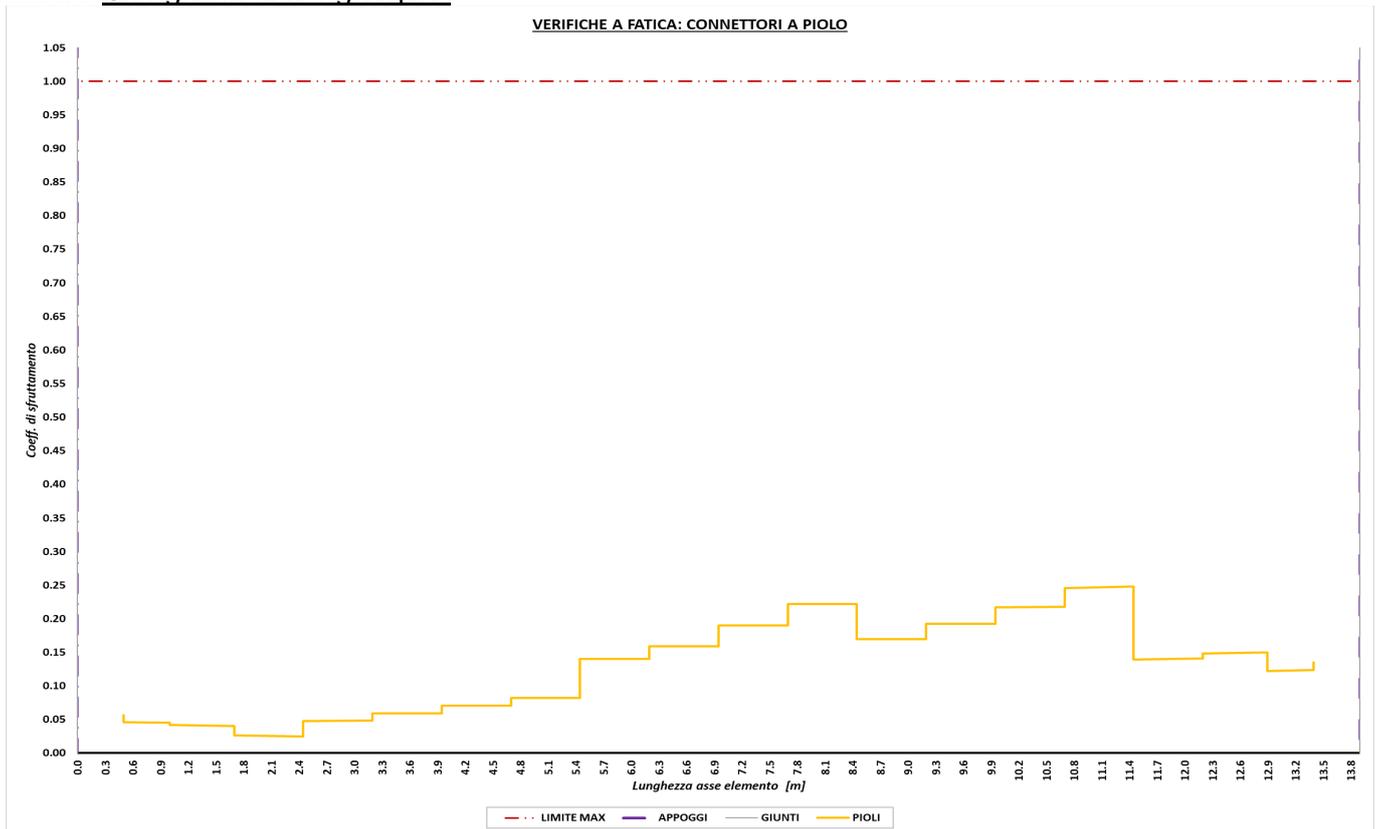
11.4.2 Categoria di dettaglio: sezioni saldate



11.4.3 Categoria di dettaglio: attacchi e irrigidenti saldati



11.4.4 Categoria di dettaglio: pioli



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 73 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI EMAZIA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

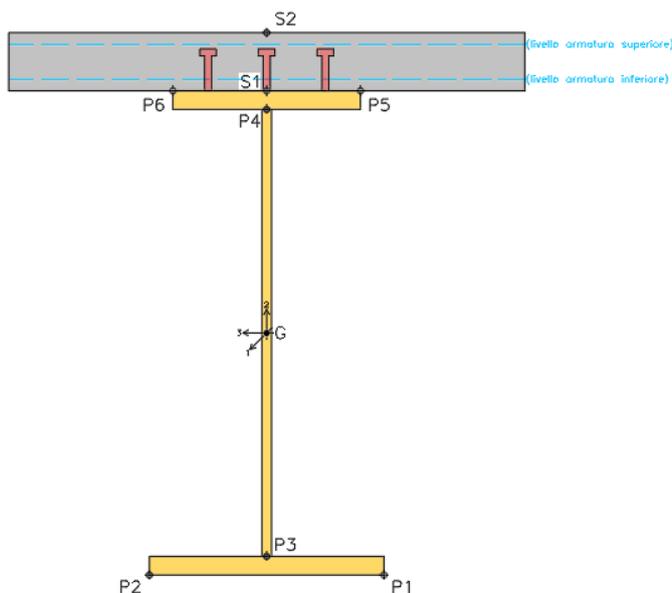
12 VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 2

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 1) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità globale) e della soletta in c.a.;
- 2) Elementi di connessione trasverso/soletta (pioli);
- 3) Instabilità dei pannelli (anima);
- 4) Fatica.

12.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale: i formati numerici (con i valori delle tensioni ed i relativi tassi di sfruttamento dei materiali nei punti notevoli della sezione) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione. In questa fase si precisano solamente i punti di verifica esaminati in fase di post-processing, che riescono a cogliere le tensioni massime e minime in tutti i piatti costituenti l'elemento in esame ed i relativi tassi di sfruttamento.



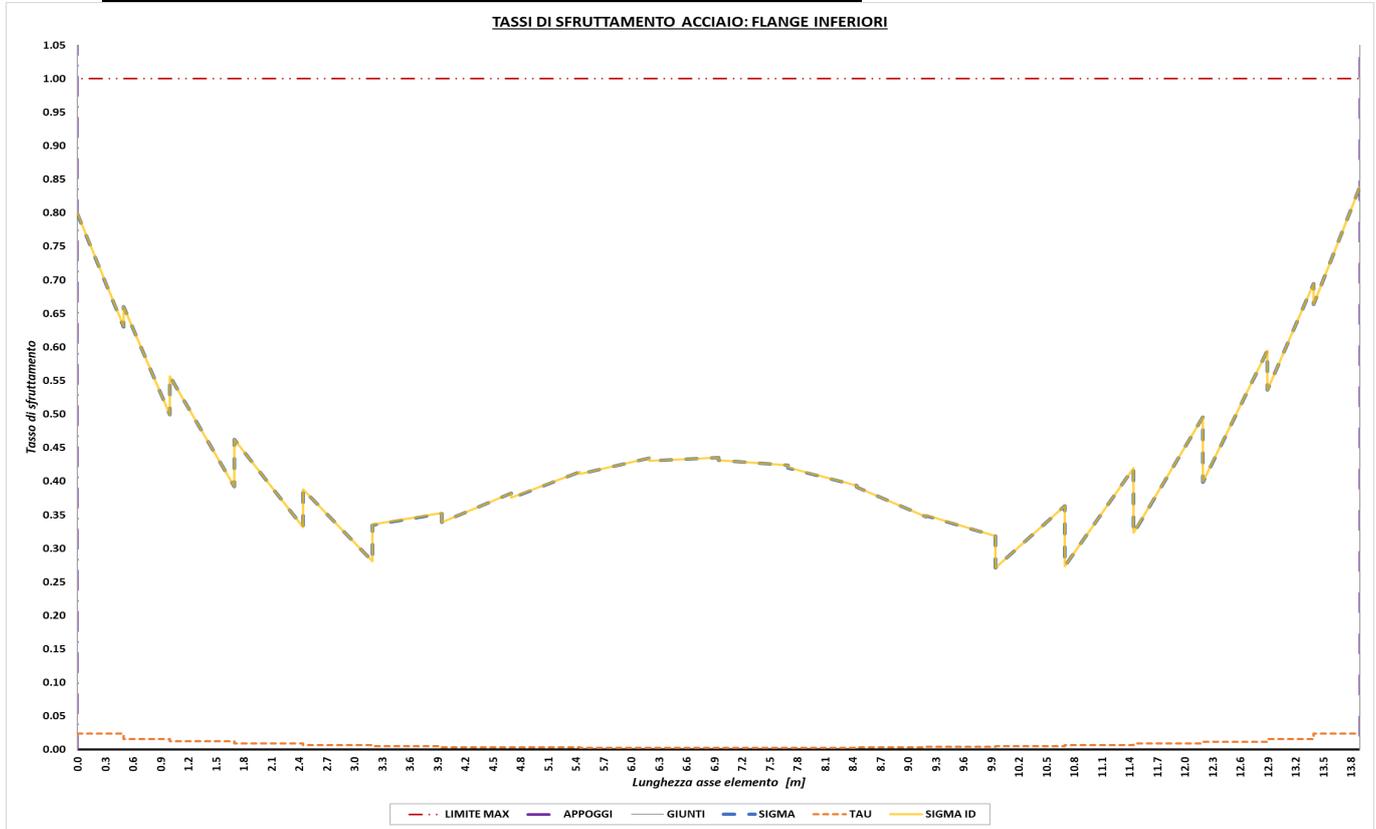
Posizione ed etichetta dei punti di verifica e indicazione asse locale elemento

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell'involuppo dei valori massimi dei tassi di sfruttamento, considerando (per ogni tipologia di trasverso presente):

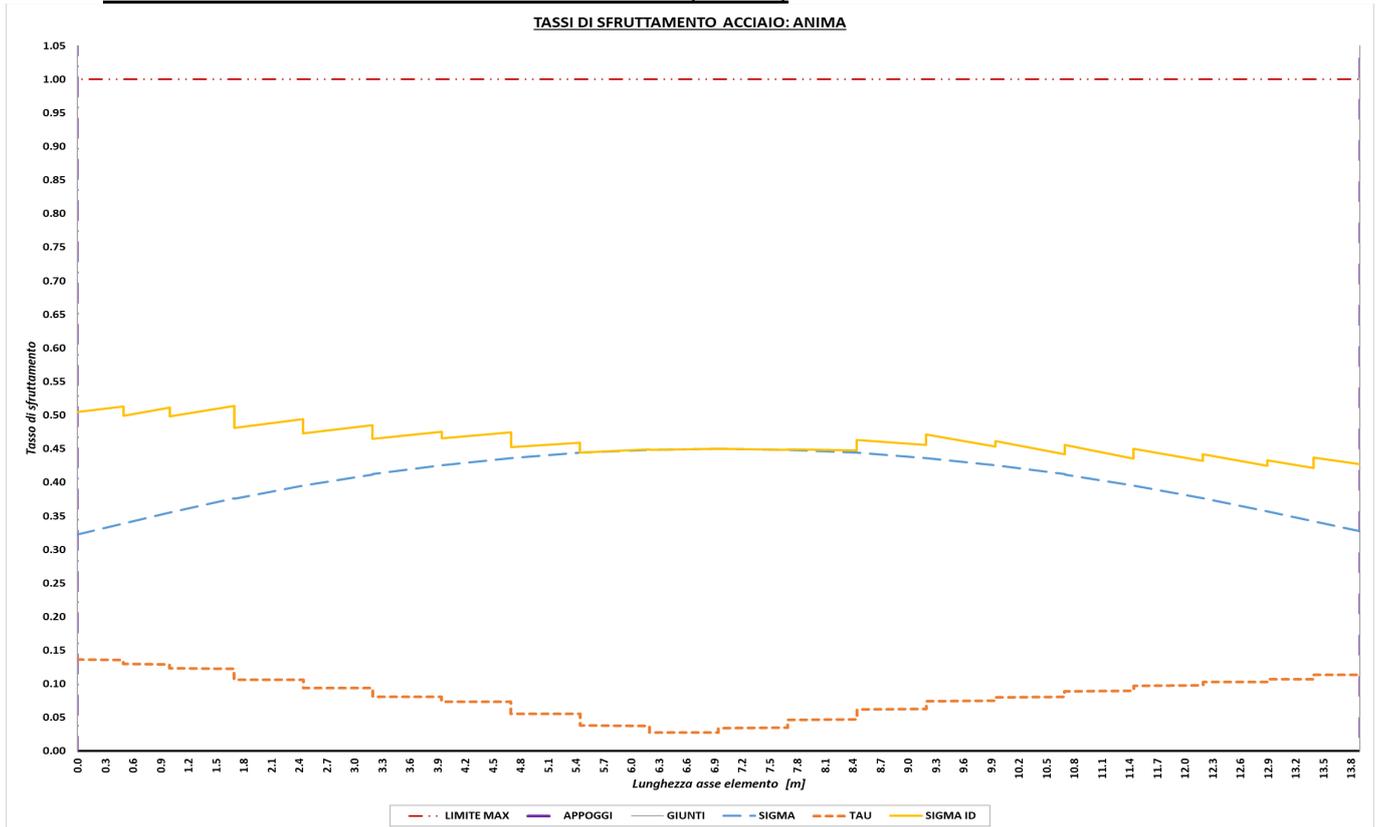
- Tassi di sfruttamento su acciaio strutturale:
 - o tensioni normali dovute a flesso/tenso-flessione;
 - o tensioni tangenziali dovute a taglio e torsione;
 - o tensioni ideali secondo Von Mises.
- Tassi di sfruttamento su cls e acciaio da armatura lenta:
 - o tensioni di compressione nel cls;
 - o tensioni di trazione nelle barre di armatura ($\varnothing 20/10$).

Dai seguenti grafici si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

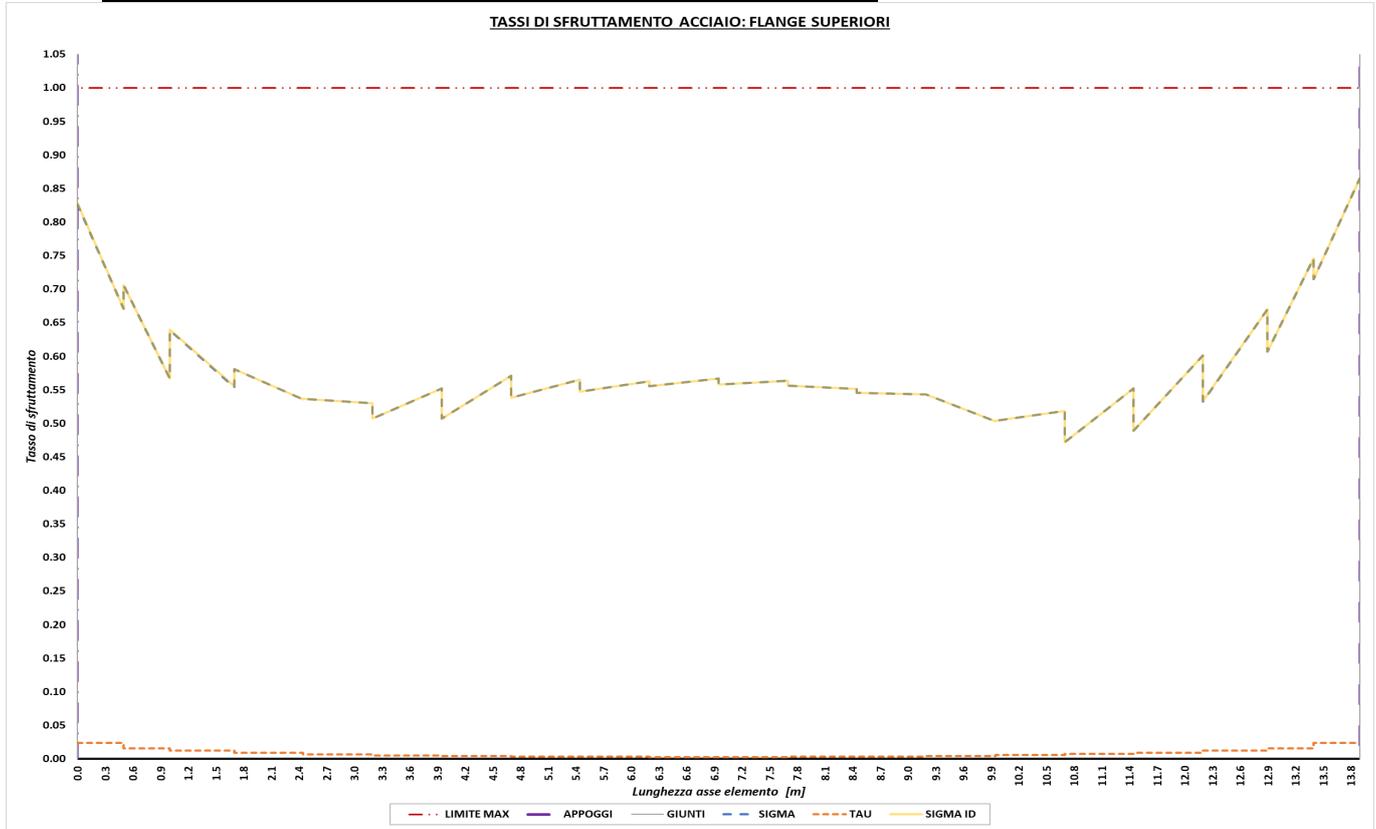
12.1.1 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala inferiore)



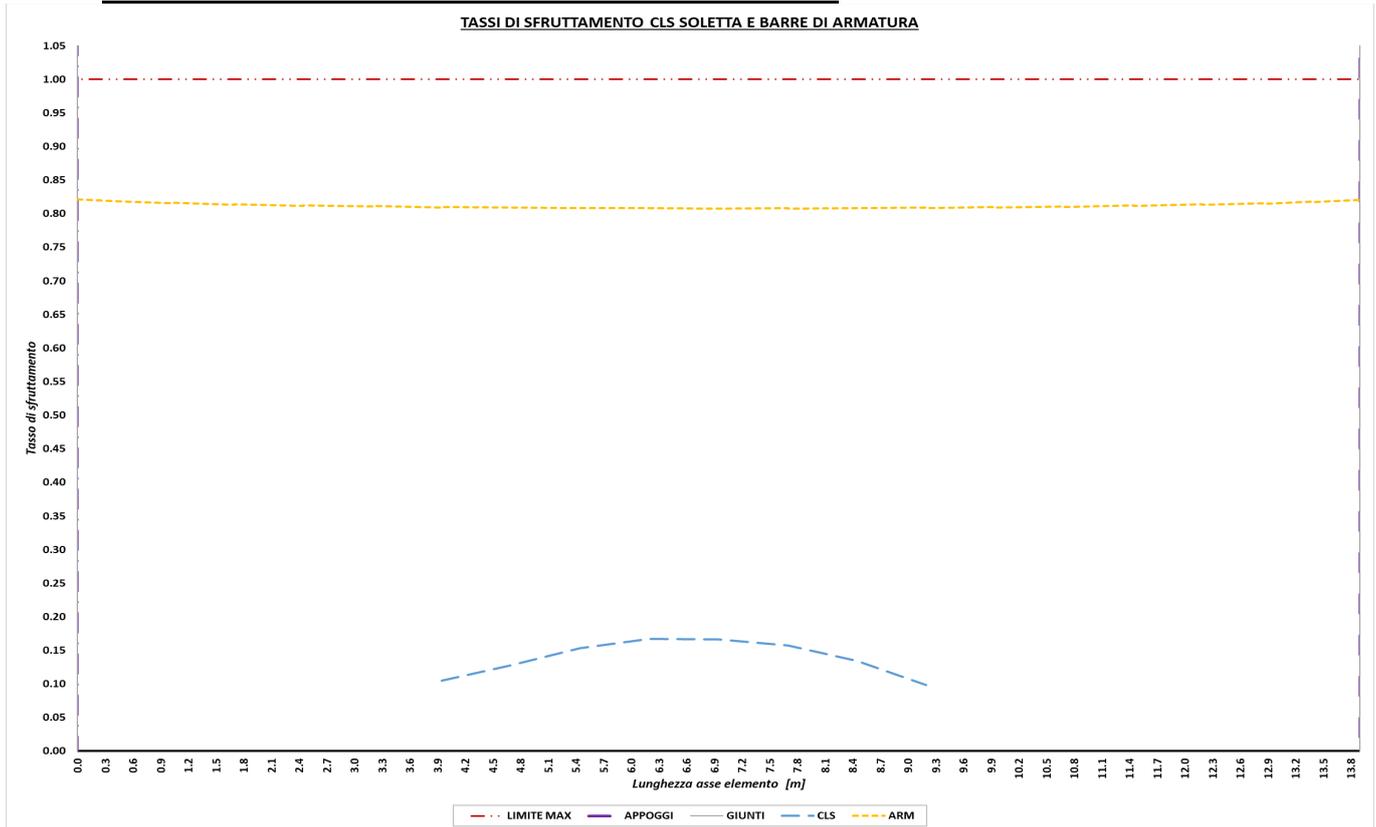
12.1.2 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (anima)



12.1.3 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala superiore)



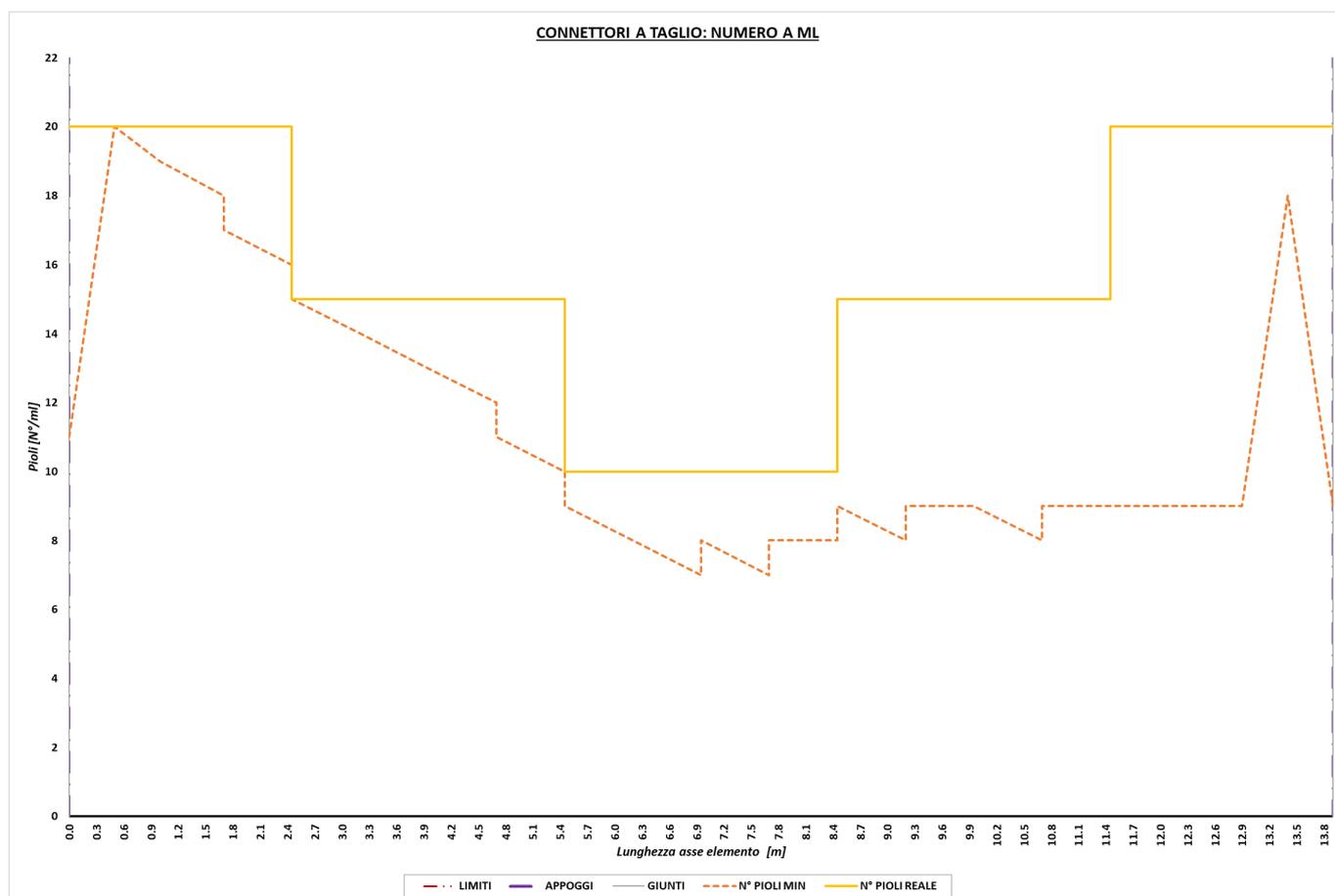
12.1.4 Traverso a sezione mista: cls soletta e barre di armatura



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 76 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA ETA s.p.a.	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

12.2 Disposizione dei pioli

Sulla base della trattazione esposta nel paragrafo 5.2.5 si procede al dimensionamento dei pioli di connessione traverso/soletta. In particolare, si sceglie di utilizzare pioli tipo Nelson con gambo di diametro Ø22 ed altezza totale 210 mm.



Sulla base del numero di pioli minimo da disporre a metro lineare (si precisa che il grafico “N° pioli min” non risulta simmetrico solo per la scelta di non sbilanciare i carichi variabili da entrambi i lati, sfruttando la simmetria dell’opera), sul traverso in oggetto si opera la seguente disposizione di pioli:

- Da inizio traverso a +2.50 m: n.3 Ø22/15
- Da +2.50 m a +5.50 m: n.3 Ø22/20
- Da +5.50 m alla mezzeria: n.3 Ø22/30

12.3 Verifiche di instabilità

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di instabilità vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell’elemento (e/o nelle progressive in cui sono presenti elementi irrigidenti trasversali) il massimo coefficiente di sicurezza: i formati numerici (con i valori dei massimi coefficienti di sicurezza in tutte le progressive analizzate) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione.

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi di appoggio: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell’involuppo dei valori massimi dei coefficienti di sicurezza, considerando:

- Verifiche a taglio dei pannelli d’anima;
- Verifiche a respiro delle anime.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 77 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

La verifica a respiro delle anime viene sempre omessa poiché, in accordo con il paragrafo 7.4 della UNI EN 1993-2, risulta che il rapporto tra altezza (b) e spessore (t) dell'anima della trave è sempre minore di un termine funzione della lunghezza (L) dell'elemento considerata:

Tipo traverso	b [mm]	t [mm]	L [m]	Verifica necessaria? [SI / NO]
T2	930	20	13.9	NO

12.3.1 Instabilità dei pannelli d'anima

Le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima a taglio **vengono omesse** sulla base di quanto previsto dalla Circolare alle NTC-2018 e relativi Eurocodici. La diseguglianza per pannelli irrigiditi [C4.2.44] riportata nella Circolare alle NTC-2018:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

risulta infatti non verificata poiché:

$$\frac{930}{20} = 46.5 \not\geq \frac{31}{1.20} \cdot 0.81 \cdot \sqrt{5.36} = 48.44$$

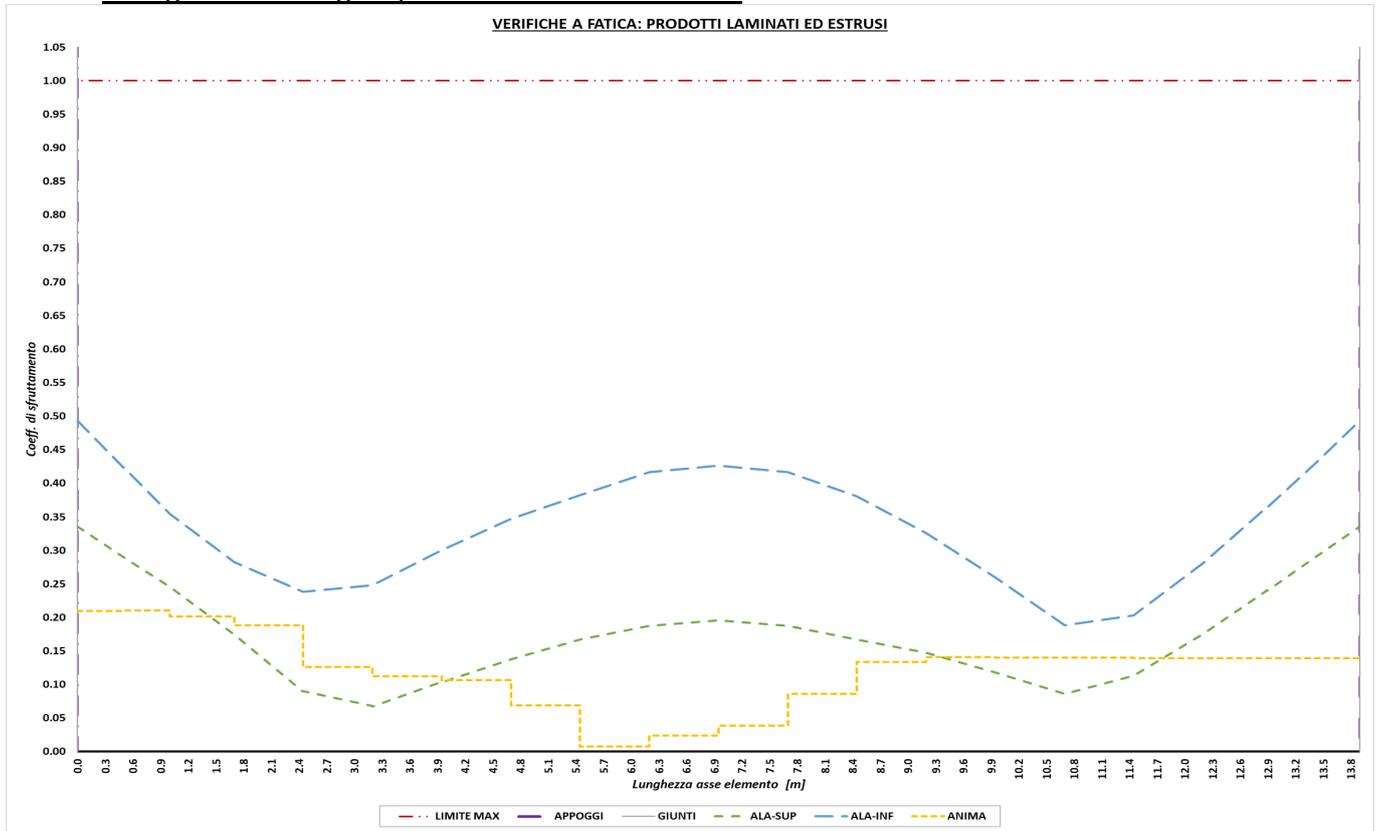
12.4 Verifiche a fatica

Le categorie di dettaglio interessate dalle verifiche a fatica sono le seguenti:

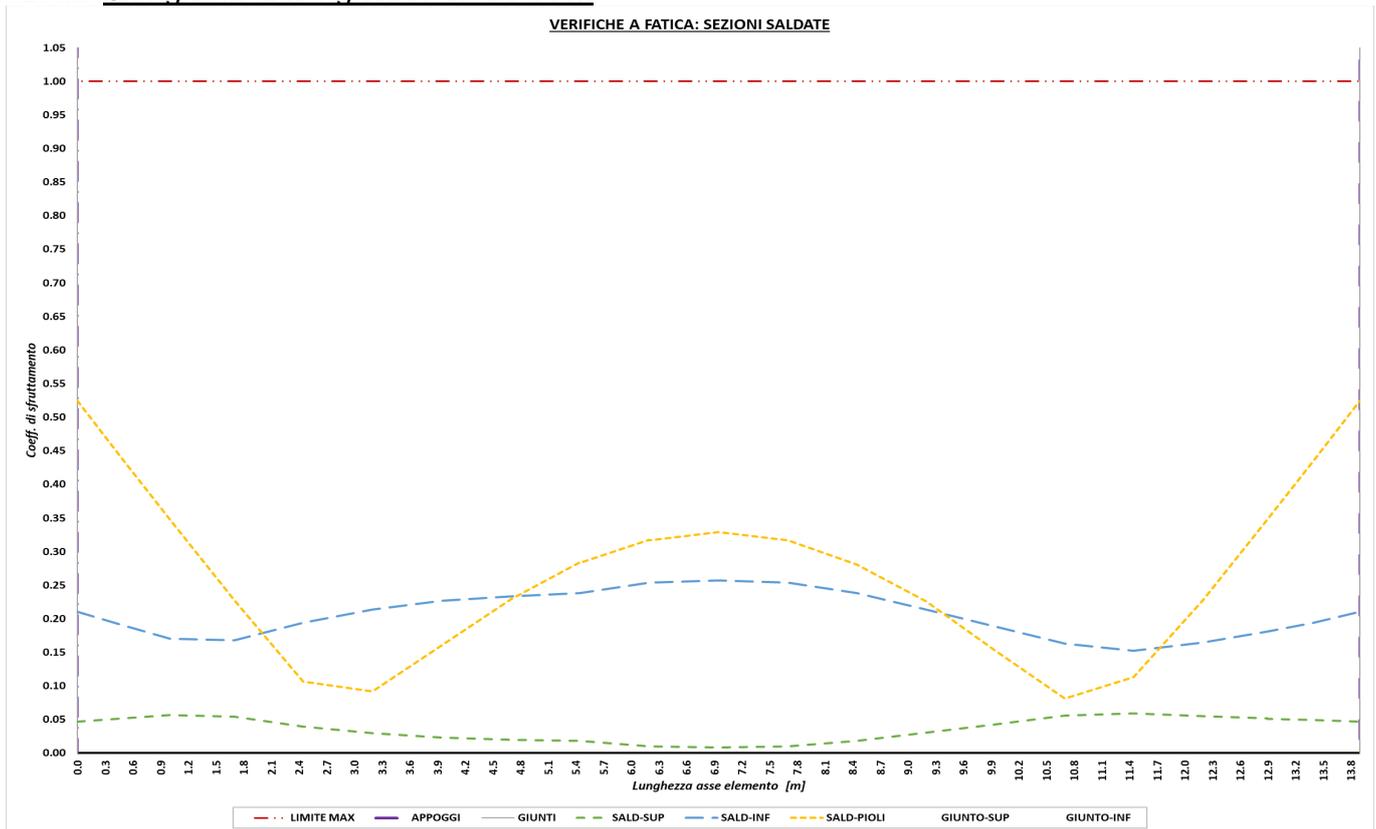
- Prodotti laminati ed estrusi;
- Sezioni saldate (anima/flange), effetti della saldatura dei pioli e giunti trasversali;
- Connessioni traverso/soletta (pioli).

Dai grafici seguenti si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

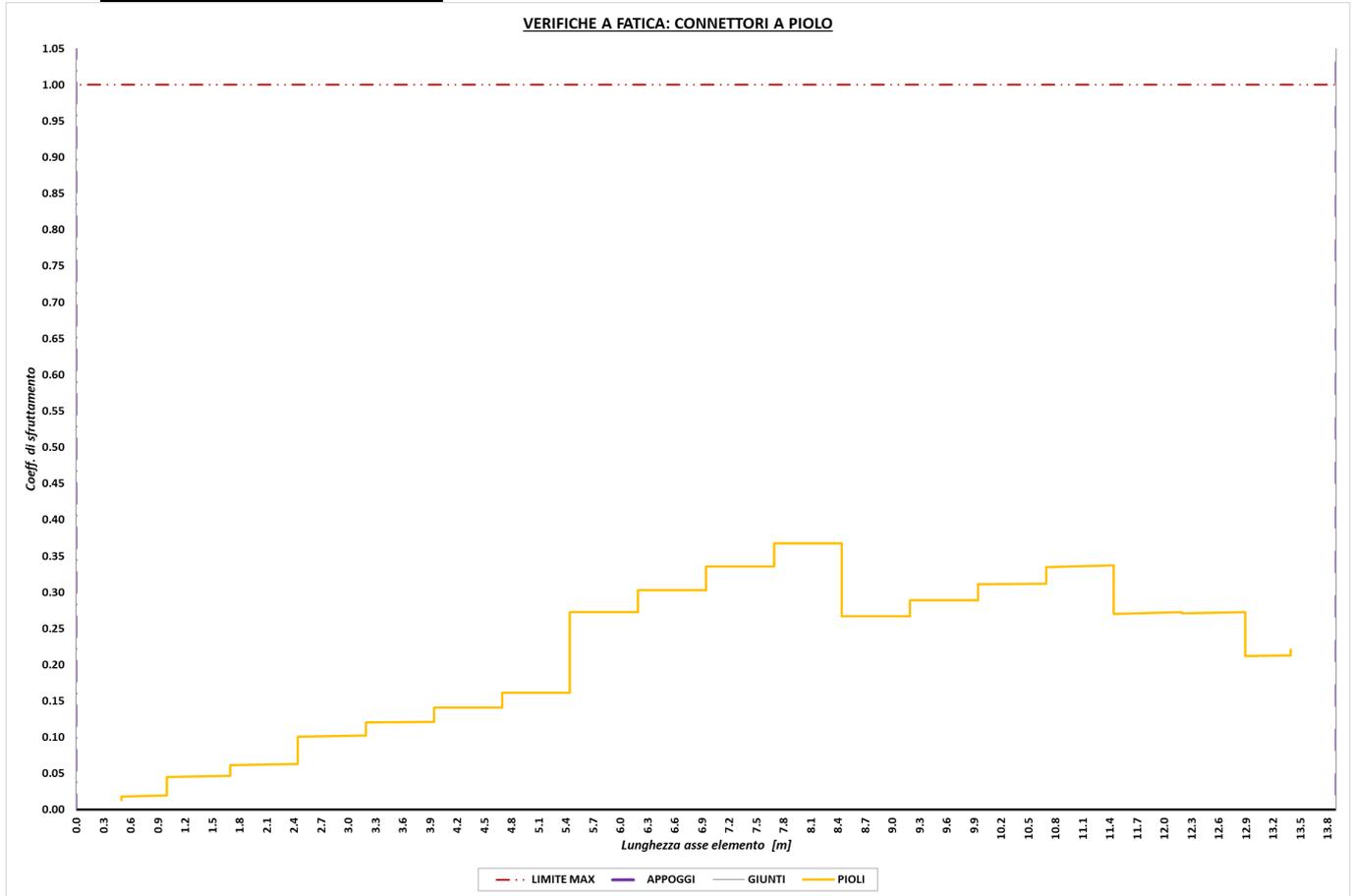
12.4.1 Categoria di dettaglio: prodotti laminati ed estrusi



12.4.2 Categoria di dettaglio: sezioni saldate



12.4.3 Categoria di dettaglio: pioli



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 80 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI EMAZIA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

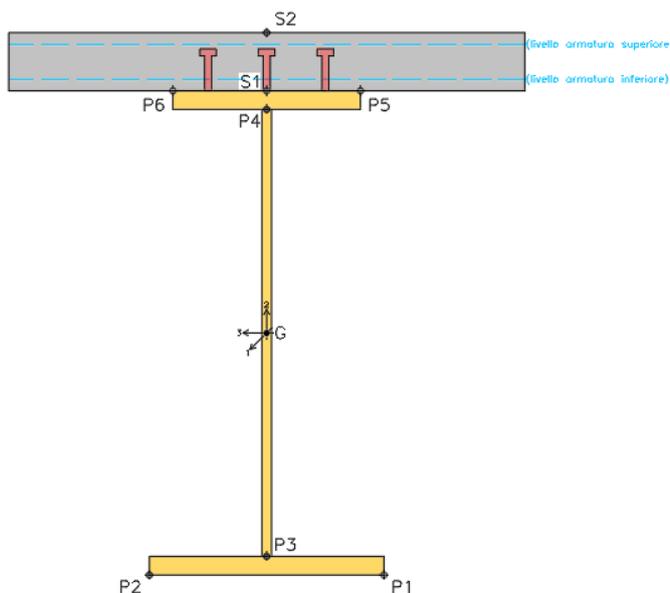
13 VERIFICHE DEI TRAVERSI TIPO 3

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 1) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità globale) e della soletta in c.a.;
- 2) Elementi di connessione trasverso/soletta (pioli);
- 3) Instabilità dei pannelli (anima);
- 4) Fatica.

13.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale: i formati numerici (con i valori delle tensioni ed i relativi tassi di sfruttamento dei materiali nei punti notevoli della sezione) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione. In questa fase si precisano solamente i punti di verifica esaminati in fase di post-processing, che riescono a cogliere le tensioni massime e minime in tutti i piatti costituenti l'elemento in esame ed i relativi tassi di sfruttamento.



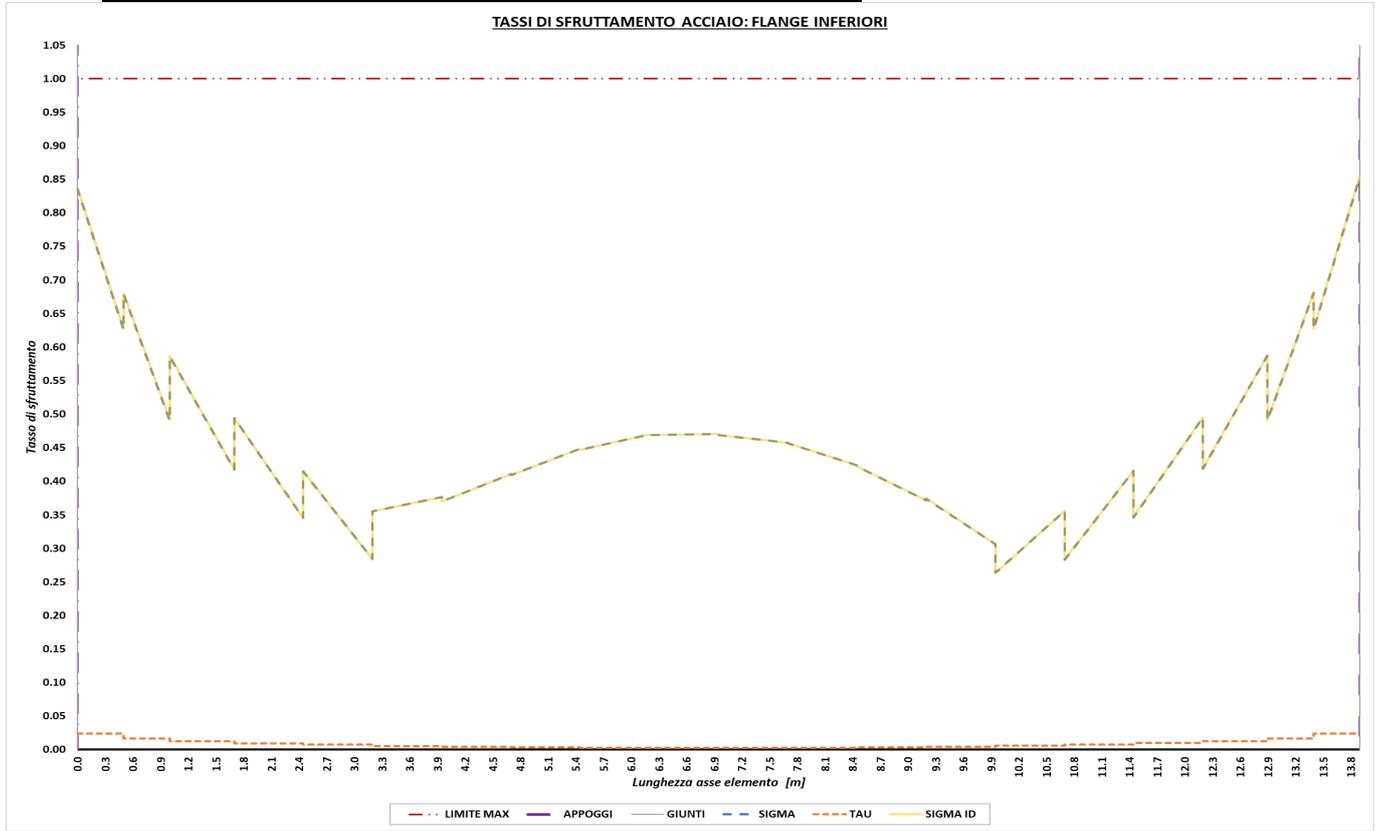
Posizione ed etichetta dei punti di verifica e indicazione asse locale elemento

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell'involuppo dei valori massimi dei tassi di sfruttamento, considerando (per ogni tipologia di trasverso presente):

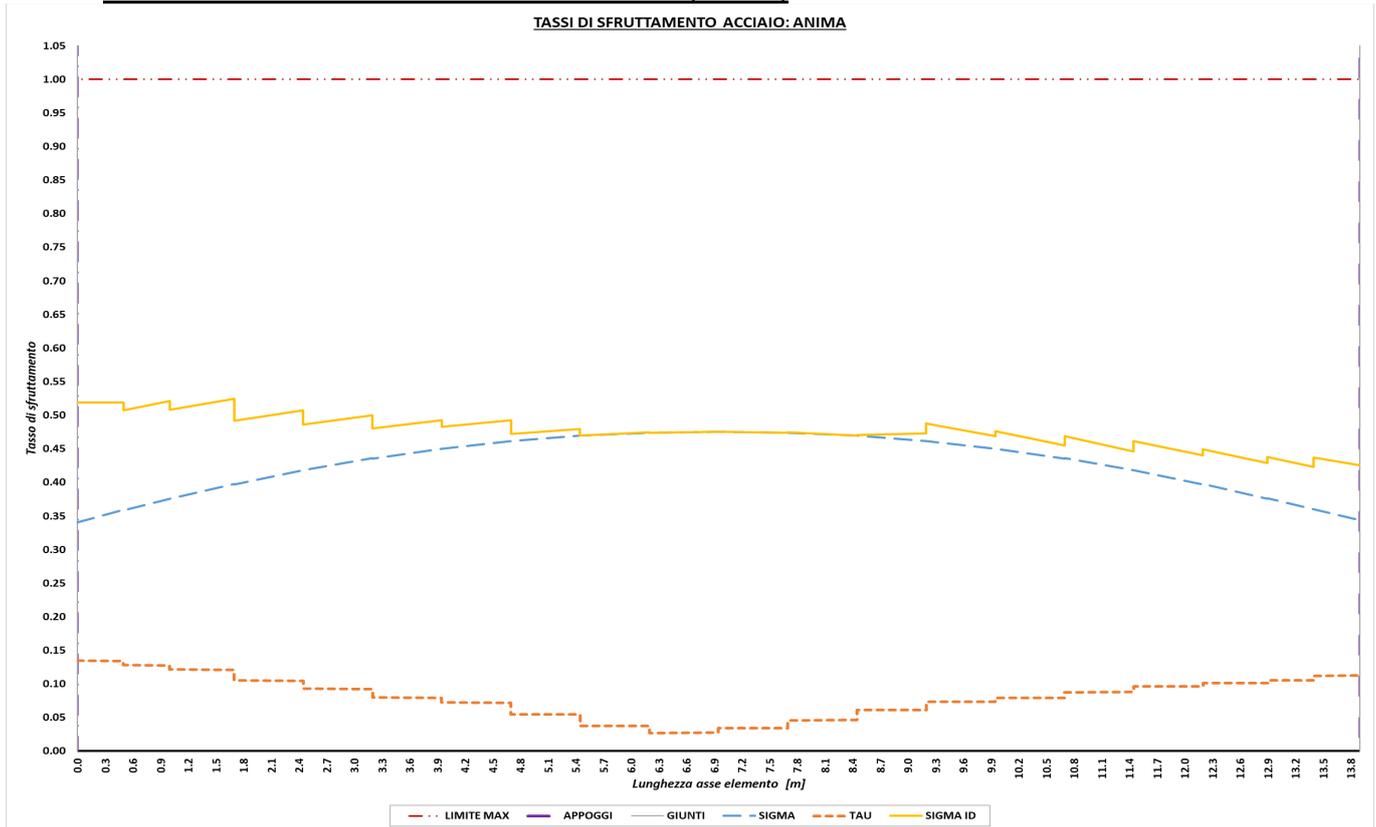
- Tassi di sfruttamento su acciaio strutturale:
 - o tensioni normali dovute a flesso/tenso-flessione;
 - o tensioni tangenziali dovute a taglio e torsione;
 - o tensioni ideali secondo Von Mises.
- Tassi di sfruttamento su cls e acciaio da armatura lenta:
 - o tensioni di compressione nel cls;
 - o tensioni di trazione nelle barre di armatura (Ø20/10).

Dai seguenti grafici si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

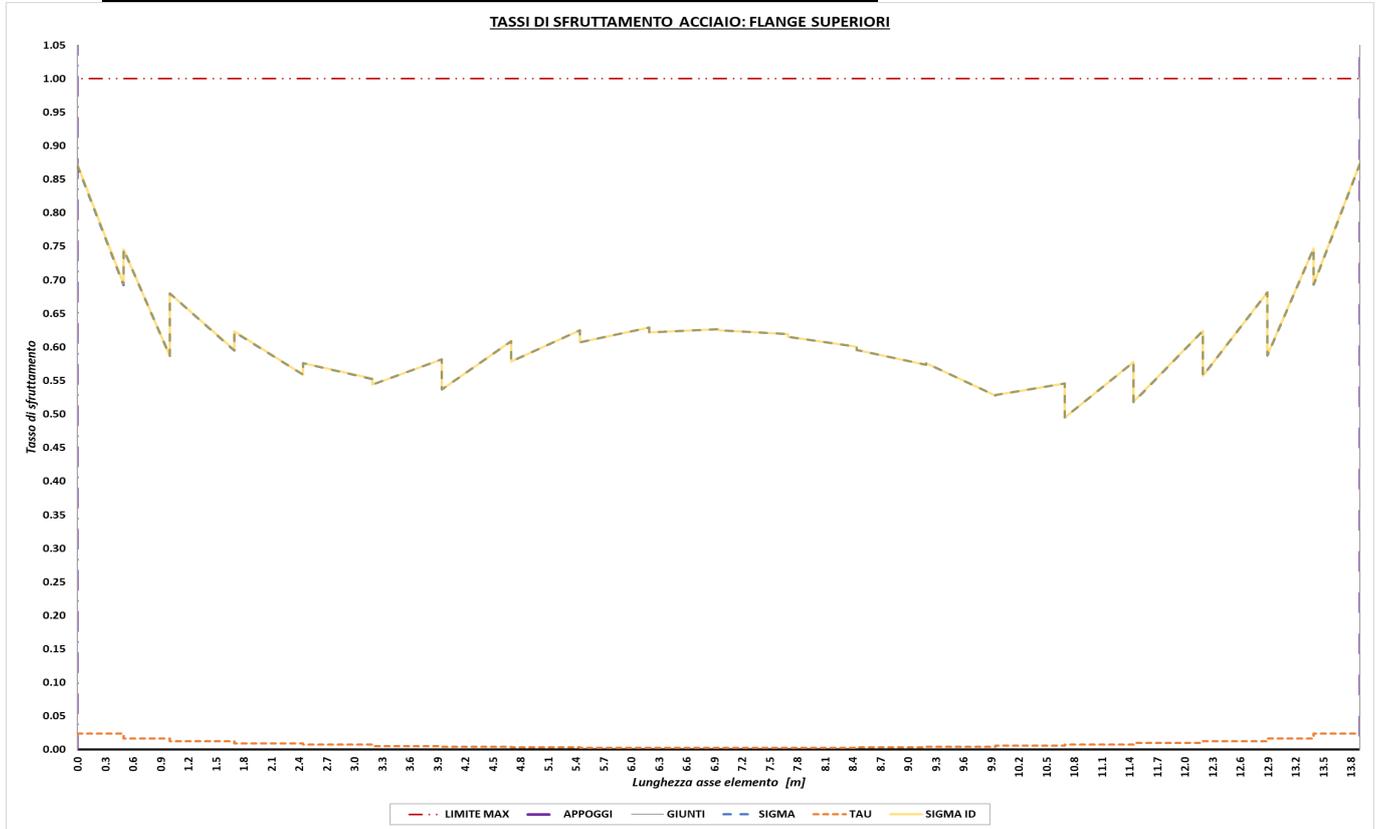
13.1.1 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala inferiore)



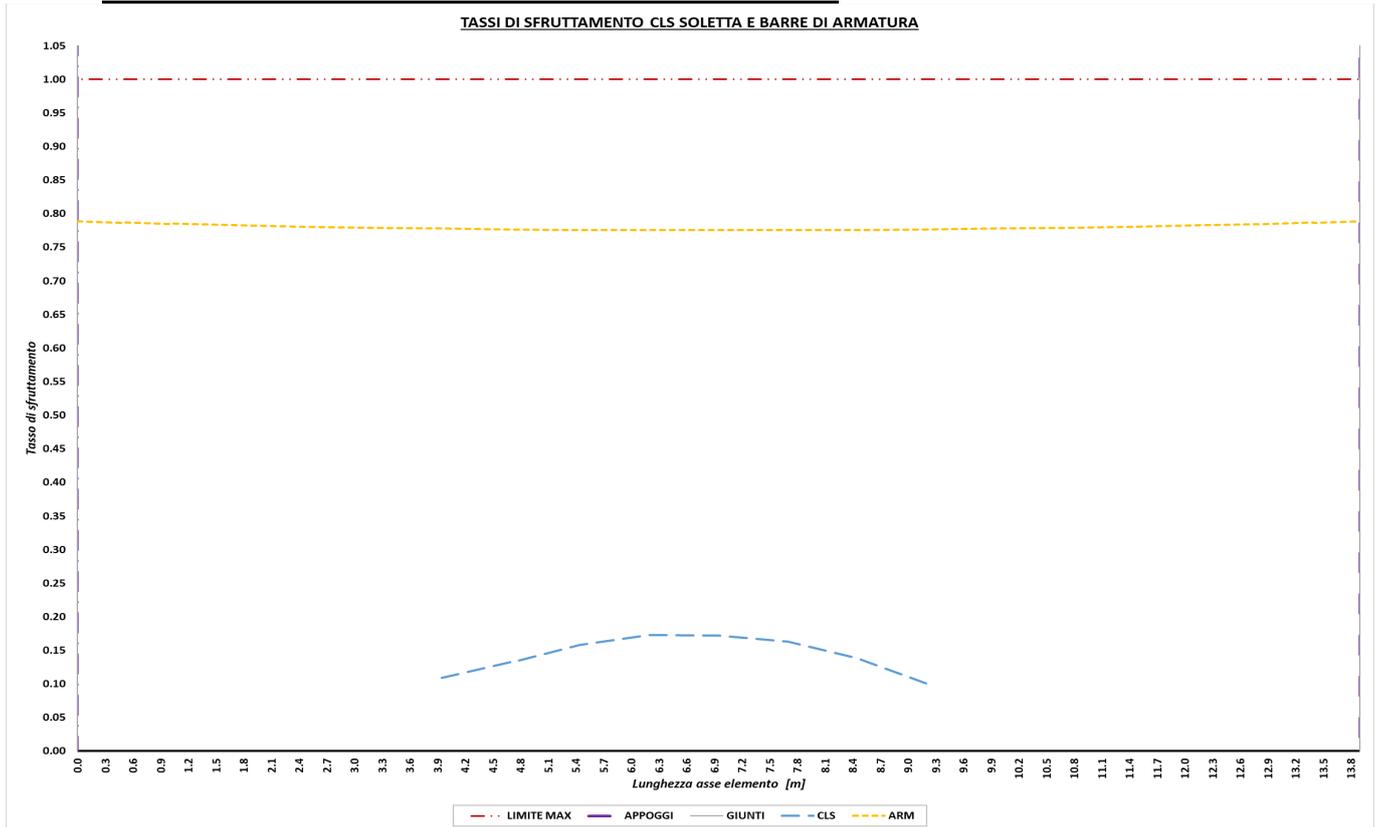
13.1.2 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (anima)



13.1.3 Traverso a sezione mista: acciaio strutturale (ala superiore)



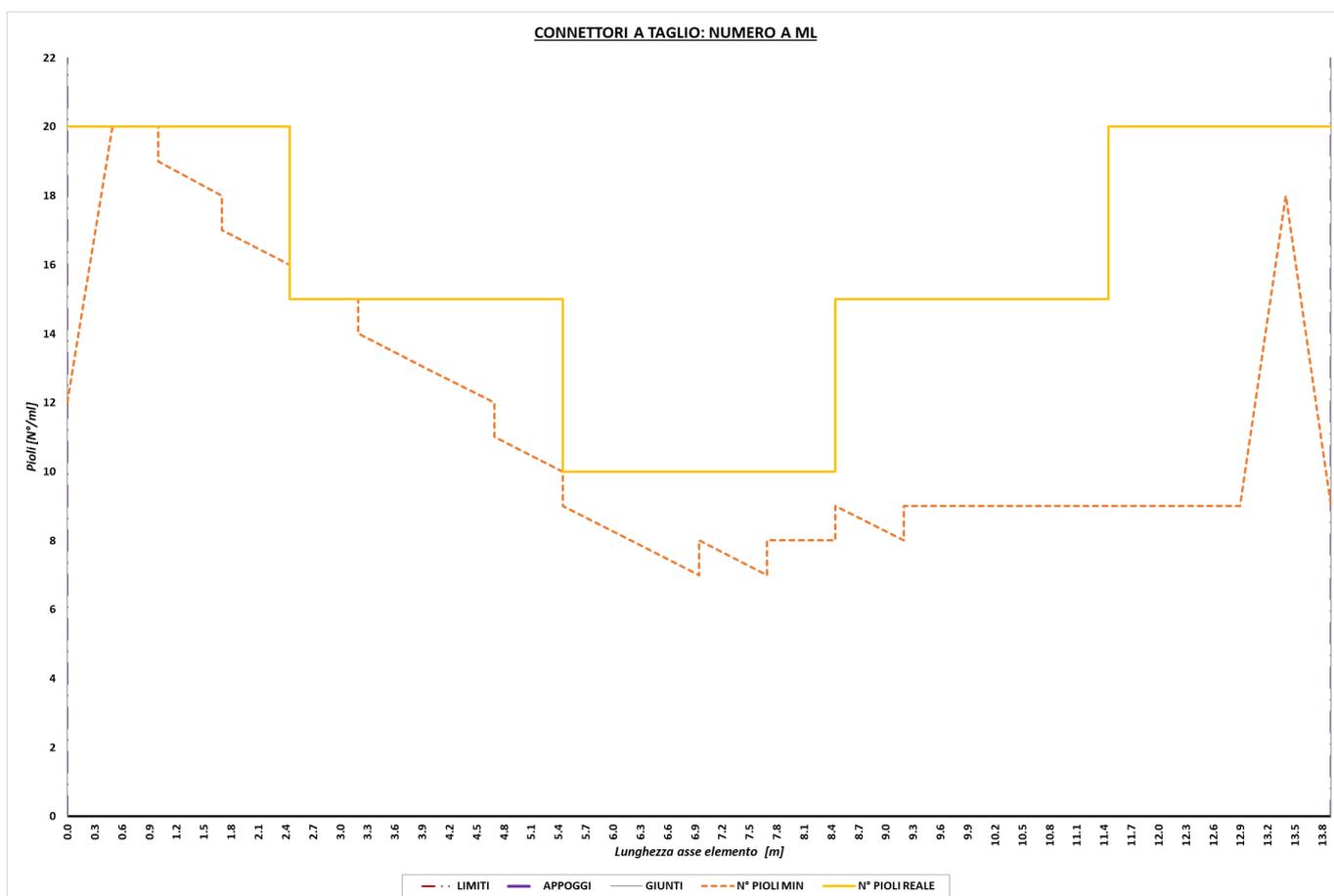
13.1.4 Traverso a sezione mista: cls soletta e barre di armatura



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 83 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
			Data 10/2023	

13.2 Disposizione dei pioli

Sulla base della trattazione esposta nel paragrafo 5.2.5 si procede al dimensionamento dei pioli di connessione traverso/soletta. In particolare, si sceglie di utilizzare pioli tipo Nelson con gambo di diametro Ø22 ed altezza totale 210 mm.



Sulla base del numero di pioli minimo da disporre a metro lineare (si precisa che il grafico “N° pioli min” non risulta simmetrico solo per la scelta di non sbilanciare i carichi variabili da entrambi i lati, sfruttando la simmetria dell’opera), sul traverso in oggetto si opera la seguente disposizione di pioli:

- Da inizio traverso a +2.50 m: n.3 Ø22/15
- Da +2.50 m a +5.50 m: n.3 Ø22/20
- Da +5.50 m alla mezzeria: n.3 Ø22/30

13.3 Verifiche di instabilità

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di instabilità vengono presentate solo in formato grafico in modo da cogliere lungo tutto lo sviluppo dell’elemento (e/o nelle progressive in cui sono presenti elementi irrigidenti trasversali) il massimo coefficiente di sicurezza: i formati numerici (con i valori dei massimi coefficienti di sicurezza in tutte le progressive analizzate) vengono riportati nelle Appendici alla presente relazione.

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi di appoggio: i grafici e le tabelle dei paragrafi seguenti sono il risultato dell’involuppo dei valori massimi dei coefficienti di sicurezza, considerando:

- Verifiche a taglio dei pannelli d’anima;
- Verifiche a respiro delle anime.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 84 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

La verifica a respiro delle anime viene sempre omessa poiché, in accordo con il paragrafo 7.4 della UNI EN 1993-2, risulta che il rapporto tra altezza (b) e spessore (t) dell'anima della trave è sempre minore di un termine funzione della lunghezza (L) dell'elemento considerata:

Tipo traverso	b [mm]	t [mm]	L [m]	Verifica necessaria? [SI / NO]
T3	940	20	13.9	NO

13.3.1 Instabilità dei pannelli d'anima

Le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima a taglio **vengono omesse** sulla base di quanto previsto dalla Circolare alle NTC-2018 e relativi Eurocodici. La diseguglianza per pannelli irrigiditi [C4.2.44] riportata nella Circolare alle NTC-2018:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

risulta infatti non verificata poiché:

$$\frac{940}{20} = 47.0 \not\geq \frac{31}{1.20} \cdot 0.81 \cdot \sqrt{5.36} = 48.44$$

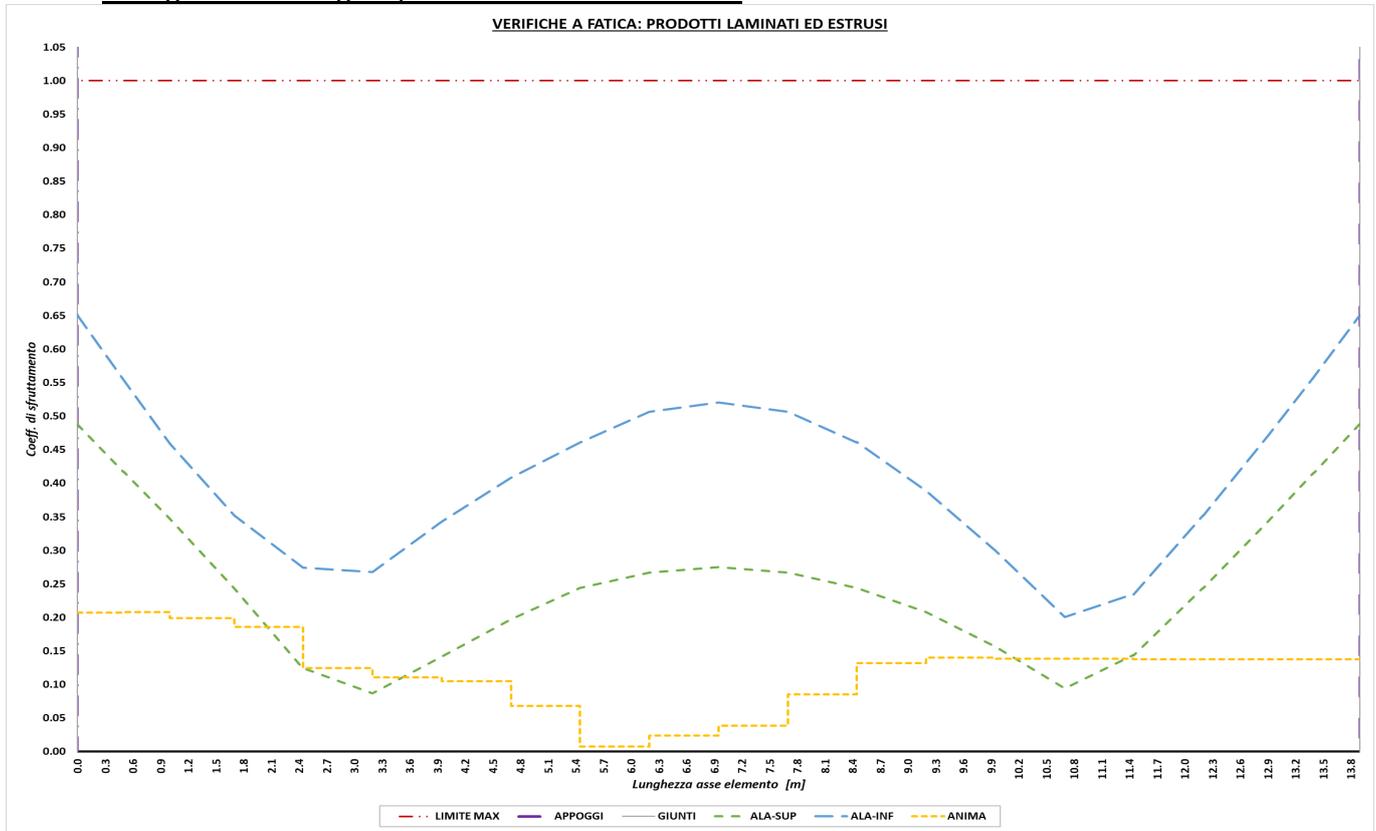
13.4 Verifiche a fatica

Le categorie di dettaglio interessate dalle verifiche a fatica sono le seguenti:

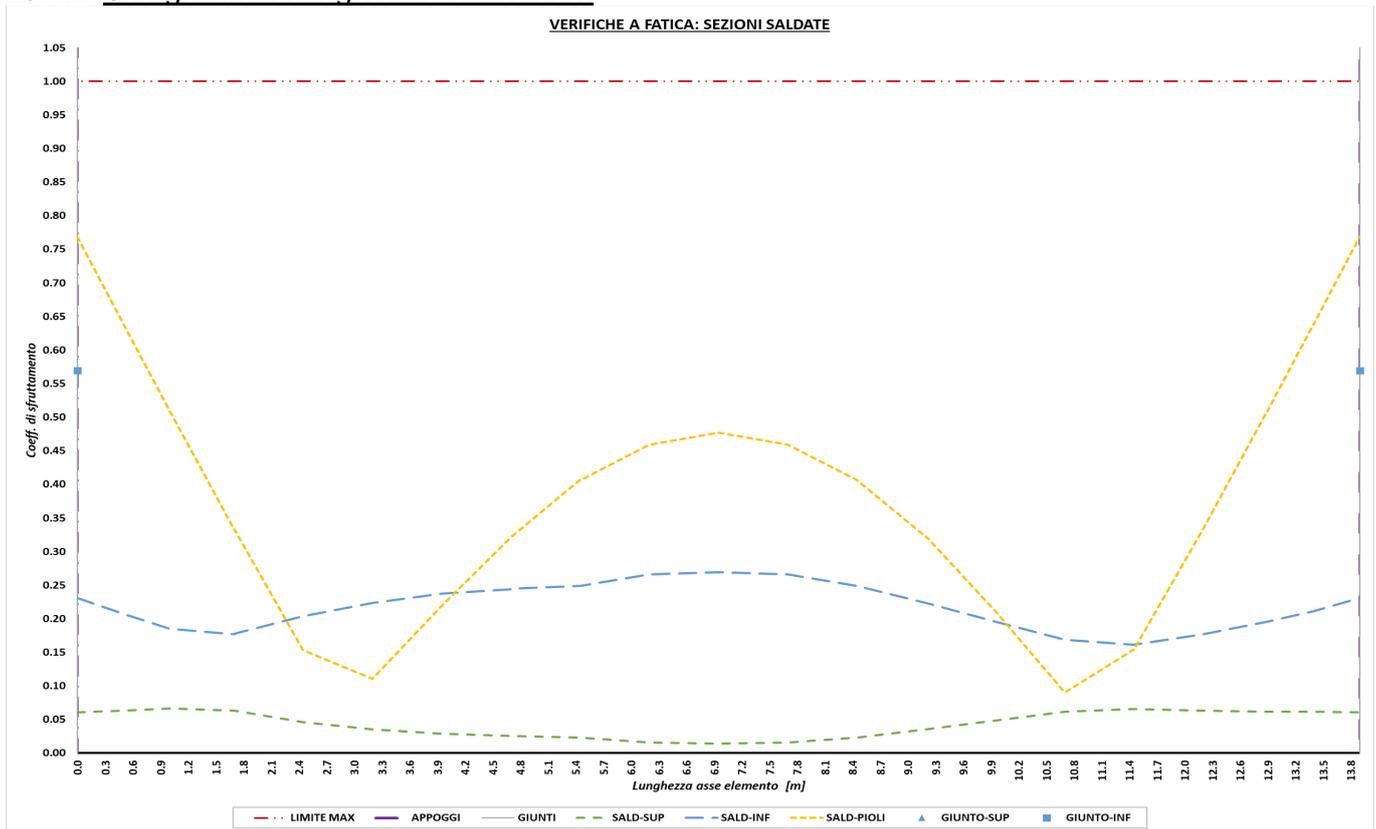
- Prodotti laminati ed estrusi;
- Sezioni saldate (anima/flange), effetti della saldatura dei pioli e giunti trasversali;
- Connessioni traverso/soletta (pioli).

Dai grafici seguenti si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

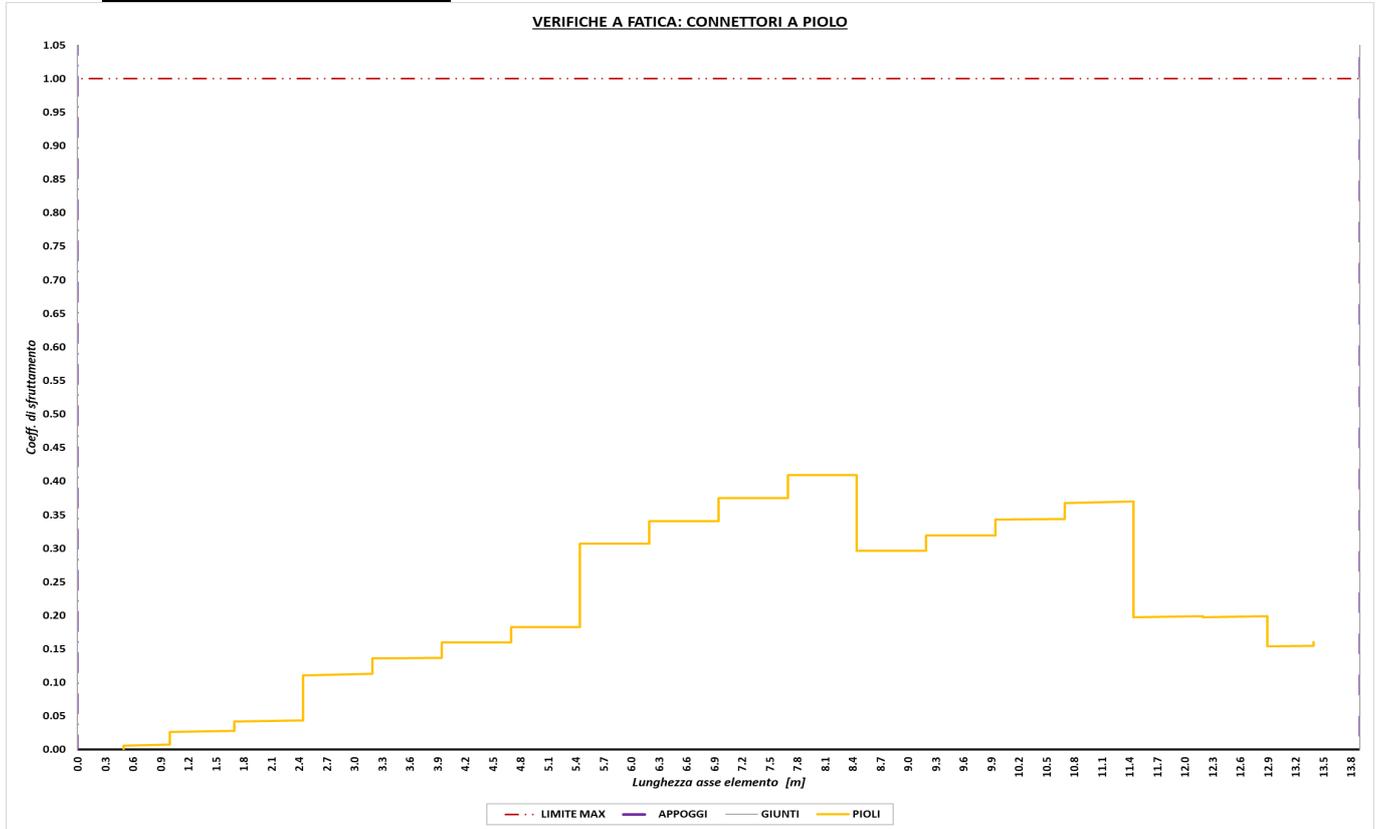
13.4.1 Categoria di dettaglio: prodotti laminati ed estrusi



13.4.2 Categoria di dettaglio: sezioni saldate



13.4.3 Categoria di dettaglio: pioli



CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 87 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	Date 10/2023	
		sinergo	D-VA DVisionArchitecture	

14 VERIFICHE LOCALI DELLA SOLETTA IN C.A.

Le verifiche della soletta in c.a. in direzione trasversale all'impalcato (ossia lungo l'asse dei trasversi) sono già state effettuate in fase di post-processing delle sezioni miste acciaio/cls dei traversi e trattate nei capitoli precedenti.

Nel presente capitolo si procede al dimensionamento della soletta nelle due seguenti distinte fasi:

- Fase di costruzione: verifica delle coppelle autoportanti in cls;
- Fase di esercizio: verifica della soletta in c.a.

14.1 Verifiche in fase di costruzione

In questa fase le coppelle autoportanti devono sopportare i carichi di costruzione costituiti dal peso del getto fluido di soletta (come definito nel paragrafo 7.1.2) e dai carichi accidentali dovuti al personale d'opera (stimato ragionevolmente in 1.00 kN/mq).

Di seguito si riporta il tabulato di verifica della coppella considerata semplicemente appoggiata su due traversi consecutivi con luce di calcolo pari a 2.50 m.

Dati input			
Largh. Lastra		1.20	m
i = passo tralicci		0.40	m
n° tralicci		3	
hl = altezza lastra		6	cm
Altezza media sezione H		30	cm
Traliccio tipo			
ht= altezza traliccio		20.5	cm
ϕ_{inf}	2 ϕ	10	mm
ϕ_{sup}	1 ϕ	12	mm
ϕ_{staffe}		8	mm
Armatura aggiuntiva per traliccio			
$\phi_{inf,agg}$	0 ϕ	0	mm
$\phi_{sup,agg}$	0 ϕ	0	mm
$hu = ht - (\phi_{sup}/2 + \phi_{inf}/2)$		19.40	cm
p (Luce = passo delle staffe)		20	cm
ic = distanza tra correnti inf. traliccio		10.8	cm
$L_{staffa} = (hu^2 + (p/2)^2 + (ic/2)^2)^{0.5}$		22.5	cm
$A_{s,inf,corr} = n_{tralicci} \times A_{s,inf,singolo}$		471	mm ²
$A_{s,sup,corr} = n_{tralicci} \times A_{s,sup,singolo}$		339	mm ²
$A_{s,inf,agg} = n_{tralicci} \times A_{s,agg,inf,singolo}$		0	mm ²
$A_{s,sup,agg} = n_{tralicci} \times A_{s,agg,sup,singolo}$		0	mm ²
$A_{s,inf,tot}$		471	mm ²
$A_{s,sup,tot}$		339	mm ²
$A_{s,staffe,tot}$		163	mm ²
β_{inf} (coeff. riduzione corr. inf.)		1.00	
ρ_{inf} (raggio d'inerzia corr. inf.)		0.25	cm
$L_{o,inf} = \beta_{inf} L'_{o,inf}$ ($L_{o,inf}$ = lungh libera inflessione)		20	cm
β_{sup} (coeff. riduzione corr. sup.)		1.00	
ρ_{sup} (raggio d'inerzia corr. sup.)		0.30	cm
$L_{o,sup} = \beta_{sup} L'_{o,sup}$ ($L_{o,sup}$ = lungh libera inflessione)		20	cm
$\beta_{inf,agg}$ (coeff. riduzione corr. agg. inf.)		1.00	
$\rho_{inf,agg}$ (raggio d'inerzia corr. agg. inf.)		0.00	cm
$L_{o,inf,agg} = \beta_{inf,agg} L'_{o,inf,agg}$		0	cm

CARICHI

	kN/mq	γ_f	
Peso proprio	7.50	1.35	10.13
Mezzi d'opera	1.00	1.50	1.5
Veletta prefabb.	0.00	1.35	0
Carico tot. allo SLU		q_{tot}	11.63 kN/m ²

MATERIALI

Acciaio B450C f_{yk}	450	N/mm ²	
$\gamma_{M0} = \gamma_{M1}$ = coeff di sicurezza	1.15		
Es	210000	N/mm ²	
f_{yd}	391.30	N/mm ²	
Cls f_{ck}	35	N/mm ²	
Cls Rck	45	N/mm ²	
f_{cd}	19.83	N/mm ²	
γ_{cls}	25	kN/m ³	
Classe 1 $d/t=1$	<	$50 \epsilon^2 =$	26.11

Sollecitazioni

M (kNm/m)	9.08	kNm/m
V (kN/m)	14.53	kN/m
M lastra	10.90	kNm
V lastra	17.44	kN
$N_{Ed} = M/h_u$	56.18	kN
N_{corr}	56.18	kN
N_{agg}	0.00	kN

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 88 di 99
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA/VA INGEGNERIA VANILITA' AMBIENTE	Data 10/2023	

$\beta_{sup,agg}$ (coeff. riduzione corr. agg. sup.)	1.00	Rete elettrosaldata			
$\rho_{sup,agg}$ (raggio d'inerzia corr. agg. sup.)	0.00 cm	c copriferro	2	cm	
$L_{o,sup,agg} = \beta_{sup,agg} L'_{o,sup,agg}$	20 cm	ϕ rete metallica	6	mm	
β_{staffa} (coeff. riduzione staffa)	1.00	L_{cal} = luce di calcolo	0.40	m	
ρ_{staffa} (raggio d'inerzia staffa)	0.20 cm	d rete = altezza utile	1.7	cm	
$L_{staffa} = \beta_{staffa} L'_{o,staffa}$	22.5 cm	p rete = passo rete	15	cm	
Verifica a trazione correnti superiori					
$f_{y,sup} = N_{Ed} / A_{s,sup,tot}$	165.6 N/mm ²	< 391.3 N/mm ²			
Verifica a compressione correnti inferiori					
Fondello non collaborante	J 2945.24 mm ⁴	$N_{Ed}/N_{cr,corr}$ 0.368	$N_{cr,corr}$ 152.61 kN		
	λ_{corr} 80.0	λ_{corr} 1.179	X_{corr} 0.444		
			ϕ_{corr} 1.435		
$f_{y,inf} = N_{Ed} / X A_{s,inf}$	268.5 N/mm ²	< 391.3 N/mm ²			
	J 0 mm ⁴	$N_{Ed}/N_{cr,agg}$ 0.000	$N_{cr,agg}$ 0.00 kN		
	λ_{agg} 0.0	λ_{agg} 0.000	X_{agg} 0.000		
			ϕ_{agg} 0.000		
$f_{y,inf,agg} = N_{Ed,c,agg} / X A_{s,inf,agg}$	0.0 N/mm ²	< 391.3 N/mm ²			
Verifica a compressione staffe					
	J 603.186 mm ⁴	$N_{Ed}/N_{cr,staff}$ 0.409	$N_{cr,staff}$ 24.73 kN		
	λ_{staff} 112.4	λ_{staff} 1.721	X_{staff} 0.252		
			ϕ_{staff} 2.354		
$S_{Ed} = (V L_{staffa} / (2 h_u))$	10.10 kN				
$f_{y,staff} = S_{Ed} / X A_{s,staff}$	245.7 N/mm ²	< 391.3 N/mm ²			
Verifica rete metallica					
$M_{s,d}$ = Momento agente	0.23 kNm/m	$\mu = M_{s,d}/bd^2f_{cd}$	0.0406		
$A_{rete,calc}$	36.369 mm ² /m	$\omega = \mu (1+\mu)$	0.0422		
$A_{rete,disp}$	188.50 mm ² /m	> $A_{rete,calc}$			

14.2 Verifiche in fase di esercizio

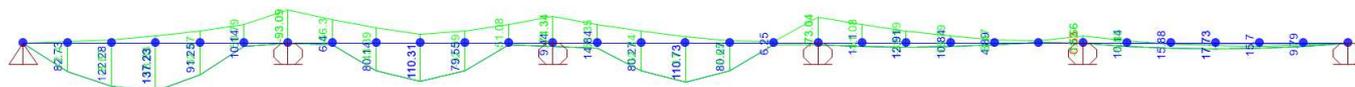
Nel presente paragrafo si effettuano le verifiche della soletta nella direzione dell'asse dell'impalcato, al fine di dimensionare l'armatura lenta in quella direzione: allo scopo si utilizzano le sollecitazioni derivanti dall'analisi del modello di calcolo locale della soletta descritto nel paragrafo 9.2.

Si precisa che, sfruttando la simmetria del modello, i carichi accidentali sono stati posizionati solo sulla parte sinistra (in mezzeria alle campate 1-2-3 e sugli appoggi 1-2-3)

Le verifiche delle sezioni in c.a. vengono effettuate col programma di calcolo "STS VERIFICHE SL NTC2008" e con fogli di calcolo autoprodotti.

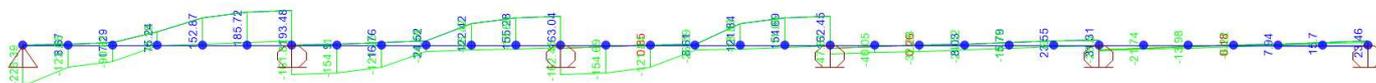
14.2.1 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica

Di seguito vengono riportate le sollecitazioni massime e minime utilizzate per le verifiche delle sezioni di soletta: la non simmetria delle sollecitazioni è dovuta al fatto che, per semplicità, si sono posizionati i carichi accidentali solo nella parte sinistra del modello (sfruttando la simmetria nello sviluppo, come già evidenziato nella premessa al presente paragrafo).

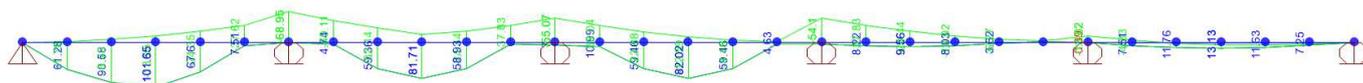


Involuppo dei momenti flettenti a SLU

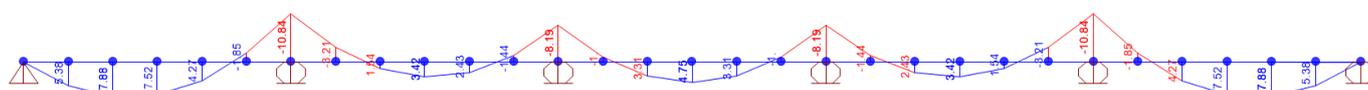
CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  EITMA s.r.l. <small>ENERGIA. SOSTENIBILITÀ. AMBIENTE.</small>		REV. A	FOGLIO 89 di 99
	 sinergo			 D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>		
Data 10/2023						



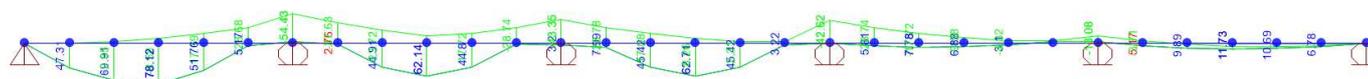
Involuppo delle azioni taglianti a SLU



Involuppo dei momenti flettenti a SLE (comb. Caratteristica)



Involuppo dei momenti flettenti a SLE (comb. Frequente)



Involuppo dei momenti flettenti a SLE (comb. Quasi Permanente)

Combinazione	Sezione di verifica	V [kN/m]	M [kNm/m]
SLU	Appoggio	189	-93
	Mezzeria	-	137
SLE rara	Appoggio	-	-69
	Mezzeria	-	102
SLE frequente	Appoggio	-	-54
	Mezzeria	-	78
SLE quasi perm.	Appoggio	-	-11
	Mezzeria	-	8

14.2.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo - Flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 \emptyset 16 mm posizionati a 9.0 cm da intradosso

5 \emptyset 16 mm posizionati a 24.0 cm da intradosso

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 90 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Area armatura normale = 3015.9 (mm²) a 14.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 34625.5 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 45.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 21.17 (N/mm²)
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 137.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.2 (cm)
 Momento di Rottura M_r = 152.3 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = -6.828E-02 (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto M_r/M_d = 1.112

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d = -93.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.2 (cm)
 Momento di Rottura M_r = -127.1 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 0.7 (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto M_r/M_d = 1.367

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 91 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

14.2.3 Verifiche a Stato Limite Ultimo – Taglio

Il valore del taglio sollecitante viene preso nella sezione di stacco tra il traverso e la soletta, nel punto in cui termina la flangia superiore del traverso.

VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	R_{ck}	=	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	f_{ck}	=	37	N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	=	21.17	N/mm ²
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²
Azione tagliante di progetto	V_{Ed}	=	189	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	d	=	240	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	\varnothing_{sl}	=	16	mm
Passo dei ferri longitudinali	p	=	200	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2010	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	ρ_l	=	0.0084	

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	k	=	1.91	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.57	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza di progetto a taglio	V_{Rd}	=	174	kN
Fattore di sicurezza a taglio	V_{Rd}/V_{Ed}	=	0.92	

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	n_{sw}	=	4	
Area dell'armatura trasversale	A_{sw}	=	316	mm ²
Interasse tra due armature trasversali consecutive	s	=	300	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	V_{Rsd}	=	223	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	V_{Rcd}	=	788	kN
Resistenza di progetto a taglio	V_{Rd}	=	223	kN
Fattore di sicurezza a taglio	V_{Rd}/V_{Ed}	=	1.18	

Si utilizza come armatura a taglio n.4 spilli $\varnothing 10/30$.

14.2.4 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 92 di 99
	MANDATARIA  Mandataria  MANDANTI  	Data 10/2023		

Descrizione dell'armatura normale

10 \emptyset 16 mm posizionati a 9.0 cm da intradosso

5 \emptyset 16 mm posizionati a 24.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 3015.9 (mm²) a 14.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1 – Cond. Caratteristica

Momento = 102.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -12.39 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 283.21 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.3 (cm)

Braccio di leva interno = 18.0 (cm)

Condizione di carico 2 – Cond. Caratteristica

Momento = -69.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -9.42 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 303.97 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.6 (cm)

Braccio di leva interno = 19.2 (cm)

Condizione di carico 3 – Cond. Frequente

Momento = 78.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -9.47 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 216.57 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.3 (cm)

Braccio di leva interno = 18.0 (cm)

Condizione di carico 4 – Cond. Frequente

Momento = -54.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -7.37 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 237.89 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.6 (cm)

Braccio di leva interno = 19.2 (cm)

Condizione di carico 5 – Cond. Quasi Permanente

Momento = 8.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.97 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 93 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Trazione massima nell'acciaio = 22.21 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.3 (cm)
Braccio di leva interno = 18.0 (cm)

Condizione di carico 6 – Cond. Quasi Permanente

Momento = -11.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.50 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 48.46 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.6 (cm)
Braccio di leva interno = 19.2 (cm)

14.2.5 Verifiche a Stato Limite di Fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.35$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.79$ (N/mm²)
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 6.06$
 $k_t = 0.6/0.4$ (carichi di breve/lunga durata)
 $k_1 = 0.8$ (barre ad aderenza migliorata)
 $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$ (0.5 nel caso di flessione)
 $k_3 = 3.4$
 $k_4 = 0.425$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = 78.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3422.23$ (cm²) ; $W_{omog} = 16568.38$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.12$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 46.28$ (KN.m) < **78.00**

altezza sezione $h = 30.00$ (cm)
distanza bar. armatura tesa da lembo comp. $d = 21.00$ (cm)
area armatura tesa $A_s = 2010.62$ (mm²)
distanza asse neutro da lembo compresso $X = 8.32$ (cm)
altezza tirante teso $h_{c,eff} = 7.23$ (cm) (<(h-Y)/3, <h/2)
area tirante teso $A_{c,eff} = 722.66$ (cm²) (tirante teso ad intradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.02782$
ricoprimento armature tese $c = 8.20$ (cm)
diametro (equivalente) armature $\phi_{eq} = 16.00$ (mm)
tensione armatura tesa in sezione fessurata $\sigma_s = 216.57$ (N/mm²)
deformazione media unitaria barre $\varepsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00062898 - 0.00076309$ (carichi di breve - lunga durata)
distanza massima fra le fessure $\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 376.56$ (mm ; $\varepsilon_1 = 0.001763$, $\varepsilon_2 = 0.000000$, $k_2 = 0.50$)
ampiezza teorica delle fessure $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.237 - 0.287$ (mm ; carichi di breve - lunga durata)

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = -54.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3422.23$ (cm²) ; $W_{omog} = 16298.05$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.12$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.53$ (KN.m) < **-54.00**

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 94 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

altezza sezione	$h = 30.00$ (cm)
distanza bar. armatura tesa da lembo comp.	$d = 24.00$ (cm)
area armatura tesa	$A_s = 1005.31$ (mm ²)
distanza asse neutro da lembo compresso	$X = 7.62$ (cm)
altezza tirante teso	$h_{c,eff} = 7.46$ (cm) ($<(h-Y)/3, <h/2$)
area tirante teso	$A_{c,eff} = 746.09$ (cm ²) (tirante teso ad estradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa	$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.01347$
ricoprimento armature tese	$c = 5.20$ (cm)
diametro (equivalente) armature	$\phi_{eq} = 16.00$ (mm)
tensione armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_s = 237.89$ (N/mm ²)
deformazione media unitaria barre breve - lunga durata)	$\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00067969 - 0.00067969$ (carichi di
distanza massima fra le fessure	$\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 378.67$ (mm ; $\epsilon_1 = 0.001548$, $\epsilon_2 = 0.000000$, $k_2 = 0.50$)
ampiezza teorica delle fessure	$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.257 - 0.257$ (mm ; carichi di breve - lunga durata)

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto	$M = 8.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	$N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} = 3422.23$ (cm ²) ; $W_{omog} = 16568.38$ (cm ³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm ²) ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.12$ cm)
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 46.28$ (KN.m) > 8.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto	$M = -11.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	$N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} = 3422.23$ (cm ²) ; $W_{omog} = 16298.05$ (cm ³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale	$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm ²) ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.12$ cm)
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.53$ (KN.m) > -11.00

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 95 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   		Data 10/2023	

15 DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

15.1 Dispositivi di appoggio

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è stato eseguito a valle delle analisi statiche e sismiche eseguite sul modello globale dell'opera in cui sono presenti sia l'impalcato sia le sottostrutture (appoggi, pulvini e fusti pile). Nel presente paragrafo si fa riferimento alle azioni e spostamenti statici e sismici ottenuti dall'analisi del modello globale: si precisa che lo studio dell'opera per azioni sismiche è stato condotto mediante analisi modale con spettro di risposta, come definito nei capitoli precedenti (le caratteristiche degli spettri orizzontali e verticali sono illustrati nel paragrafo 7.13.5).

Come riportato nel paragrafo 9.1, il modello utilizzato per le analisi dinamiche (rispetto al medesimo utilizzato per le analisi statiche) presenta un sistema di vincolo differente, fornito dai dispositivi 'Shock Transmitters' (posti in asse appoggi alle Pile 2 e 4) che bloccano gli spostamenti in direzione longitudinale durante l'evento sismico.

Poiché si è operato con analisi lineari, la domanda sismica per le strutture dissipative è stata ridotta utilizzando un opportuno fattore di struttura 'q', variabile in funzione del comportamento strutturale dell'opera (per i dettagli si rimanda al capitolo dedicato).

Il sistema di vincolo, riportato di seguito, permette in fase statica di assecondare le contrazioni e le dilatazioni dell'impalcato, mentre in fase sismica consente di ridistribuire le forze impulsive longitudinali su più sottostrutture: per il posizionamento dei dispositivi 'Shock Transmitters' (ST) sono state scelte le pile di maggiore altezza (P2 e P4), per sfruttarne la capacità deformativa.

	SA	P1	P2	P3	P4	P5	P6	SB
Trave A	M1	M2	M3+ST	UT	M4+ST	M5	M6	M7
Trave B	UL1	UL2	UL3+ST	F	UL4+ST	UL5	UL6	UL7

La pila P1, benché di altezza del tutto simile alla pila P2, non prevede tali dispositivi. Il motivo di tale scelta è riconducibile al differente quadro geologico tra le sponde destra e sinistra del Sieve: infatti, nella zona di monte, il sottosuolo risulta essere in Categoria A (in luogo della Categoria E prevista sulla sponda opposta). Si è pertanto voluta evitare la creazione di un 'effetto catena' dell'impalcato tra le pile P1 e P2, dovuto alla differente risposta sismica dei terreni di fondazione.

Le azioni elementari sono combinate secondo i criteri esposti nel capitolo 8, con i coefficienti riportati nella tabella seguente, dando luogo alle sollecitazioni allo SLE, SLU statiche e sismiche allo SLV.

Per quanto riguarda le combinazioni sismiche in riferimento al punto 7.9.5.3.1 delle NTC-2018, le reazioni orizzontali sono successivamente incrementate per tener conto della gerarchia delle resistenze; in particolare il valore finale corrisponde al minimo fra:

- il momento resistente a base pila moltiplicato per il coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} (nel caso in esame pari a 1.40) e diviso per l'altezza della pila incrementata dell'altezza del baggio;
- il valore della reazione che si otterrebbe considerando un fattore di struttura q unitario.

Di seguito si riportano le azioni di progetto ottenute per gli apparecchi di appoggio.

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 96 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

		VALORI DI TARGA ASSUNTI								
All. trave	Tipo App.	VALORI STATICI A SLE			VALORI STATICI A SLU			VALORI SISMICI A SLV		
		FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]
SA	A M1	3100	-	-	4100	-	-	1900	-	-
	B UL1	3100	-	300	4100	-	400	1900	-	1200
P1	A M2	10800	-	-	14700	-	-	7900	-	-
	B UL2	10800	-	600	14700	-	800	7900	-	3400
P2	A M3+ST	12400	-	-	16900	-	-	9200	2900	-
	B UL3+ST	12400	-	700	16900	-	1100	9200	2900	5800
P3	A UT	12200	600	-	16600	800	-	9200	3300	-
	B F	12200	600	700	16600	800	1100	9200	3300	6600
P4	A M4+ST	12200	-	-	16600	-	-	9100	4000	-
	B UL4+ST	12200	-	800	16600	-	1100	9100	4000	6200
P5	A M5	12400	-	-	16900	-	-	9300	-	-
	B UL5	12400	-	800	16900	-	1100	9300	-	5500
P6	A M6	10800	-	-	14700	-	-	9300	-	-
	B UL6	10800	-	600	14700	-	800	9300	-	5400
SB	A M7	3000	-	-	4100	-	-	1900	-	-
	B UL7	3000	-	300	4100	-	400	1900	-	600

LEGENDA:

FV	Azione in direzione verticale
FL	Azione in direzione longitudinale
FT	Azione in direzione trasversale
XXX	Azioni su apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato
XXX	Azioni su dispositivi Shock-Transmitters

Nella tabella precedente sono evidenziati i valori delle reazioni alle forze di tipo sismico-impulsivo agenti sui dispositivi sismici Shock-Transmitters posizionati sulle pile P2 e P4.

Le slitte degli apparecchi di appoggio sono state valutate considerando, a partire dai punti fissi, i massimi scostamenti tra impalcato e pila in condizione statica e sismica. Le azioni considerate sono la termica positiva e negativa, l'effetto del ritiro, l'azione della frenatura e l'azione sismica calcolata mediante lo spettro elastico ($q=1.00$): il calcolo viene effettuato nel paragrafo seguente per tenere in conto anche la variabilità spaziale del moto.

15.1.1 Effetti della variabilità spaziale del moto

In accordo a quanto riportato nel paragrafo 3.2.4 delle NTC-2018, nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo longitudinale significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e discontinuità presenti e della diversa risposta locale del terreno. In particolare, l'opera in oggetto presenta un'estensione pari a 408 m e pertanto nelle analisi dinamiche sono stati presi in conto gli effetti della variabilità spaziale del moto lungo lo sviluppo longitudinale.

Per il calcolo di questi effetti si utilizza la trattazione semplificata presente nella UNI EN 1998-2:2011 paragrafo 3.3; in particolare il metodo consiste in:

- Utilizzare un unico spettro di risposta per l'analisi globale dell'opera (svolta con analisi dinamica lineare attraverso il metodo dello spettro di sposta): come già definito nel paragrafo 7.13 si è utilizzata la categoria di sottosuolo E, corrispondente al terreno di fondazione che comporta gli effetti più sfavorevoli per l'opera (e con l'estensione maggiore lungo lo sviluppo).

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 97 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

- b) Stimare la variabilità spaziale dell'azione sismica mediante effetti pseudo-statici, conseguenti ad appropriati spostamenti imposti alle fondazioni delle sottostrutture dell'impalcato. La normativa considera separatamente l'effetto dei due seguenti insiemi che non necessitano di essere combinati (viene considerato quello con gli effetti maggiori):
- Insieme A: spostamenti relativi delle sottostrutture da un elemento di riferimento che viene posto coincidente con l'elemento che alloggia di dispositivi di appoggio fissi in fase statica in direzione longitudinale (Pila 3).
 - Insieme B: considera l'influenza degli spostamenti del terreno che si verificano in direzioni opposte tra pile adiacenti; di ciò si tiene conto assumendo gli spostamenti di qualsiasi elemento di supporto intermedio relativo ai supporti ad esso adiacenti e considerati come se non avessero subito spostamenti.

Il calcolo del valore finale di spostamento da applicare alle slitte risulta pertanto dalla somma degli spostamenti (in valore assoluto) dei punti 'a' e 'b'.

INSIEME A											
Sott.	Tipo terr.	L [m]	L _g [m]	a _g /g [-]	S _s [-]	S _T [-]	T _C [-]	T _D [-]	d _g [m]	ε _r [-]	d _{ri} [m]
SA	A	171	600	0.224	1.000	1.000	0.303	2.497	0.042	1.0e-4	0.017
P1	A	132	600	0.224	1.000	1.000	0.303	2.497	0.042	1.0e-4	0.013
P2	E	66	500	0.224	1.414	1.000	0.562	2.497	0.109	3.1e-4	0.020
P3	E	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P4	E	66	500	0.224	1.414	1.000	0.562	2.497	0.109	3.1e-4	0.020
P5	E	132	500	0.224	1.414	1.000	0.562	2.497	0.109	3.1e-4	0.041
P6	E	198	500	0.224	1.414	1.000	0.562	2.497	0.109	3.1e-4	0.061
SB	E	237	500	0.224	1.414	1.000	0.562	2.497	0.109	3.1e-4	0.073

INSIEME B					
Sott.	Tipo terr.	L _{av,i} [m]	ε _r [-]	β _r [-]	Δd _i [m]
SA	A	39.0	1.0e-4	0.50	0.002
P1	A	52.5	3.1e-4	1.00	0.016
P2	E	66.0	3.1e-4	1.00	0.020
P3	E	-	-	-	-
P4	E	66.0	3.1e-4	0.50	0.010
P5	E	66.0	3.1e-4	0.50	0.010
P6	E	52.5	3.1e-4	0.50	0.008
SB	E	39.0	3.1e-4	0.50	0.006

In verde sono indicati i valori massimi che verranno sommati (in valore assoluto) ai massimi spostamenti estratti dall'analisi dinamica lineare del modello globale (SLV con modello elastico senza dissipazione e fattore di struttura 'q' posto pari all'unità).

In particolare, per il massimo valore della lunghezza delle slitte verrà utilizzato il massimo spostamento a Stato Limite Ultimo ricavabile dalle seguenti combinazioni:

- Combo TEMPERATURA: valore dello spostamento dovuto all'azione variabile primaria della temperatura ($\gamma_F=1.50$).
- Combo FRENATURA: valore dello spostamento dovuto all'azione variabile primaria frenatura ($\gamma_F=1.35$) a cui viene sommato il contributo dovuto all'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.60$).
- Combo SLV: valore dello spostamento dovuto all'azione primaria sismica SLV ($\gamma_F=1.00$) a cui viene sommato il contributo dovuto all'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.50$).

CODIFICA DOCUMENTO P01-VI03-STR-RE01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 98 di 99
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Sott.	U_{TEMP} [mm]	U_{FREN} [mm]	U_{SLV} [mm]	U_{TOT} [mm]
SA	± 51	± 12	± 145	± 185
P1	± 40	± 11	± 145	± 180
P2	± 20	± 12	-	± 35
P3	-	-	-	-
P4	± 20	± 13	-	± 40
P5	± 40	± 12	± 168	± 200
P6	± 59	± 12	± 189	± 235
SB	± 71	± 12	± 201	± 255

Si precisa che lo spostamento totale U_{TOT} è stato arrotondato per eccesso a multipli di 5 mm.

15.2 Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione, posizionati alle estremità dell'opera nei pressi della spalla A e della spalla B, sono stati dimensionati considerando i valori degli spostamenti massimi delle slitte degli apparecchi di appoggio a cui vengono sommati gli spostamenti dovuti alle concomitanti rotazioni dell'impalcato. Poiché gli spostamenti massimi avvengono in fase sismica, conformemente a quanto riportato nel paragrafo precedente, verranno considerate le rotazioni dovute all'azione primaria sismica a SLV ($\gamma_F=1.00$) e le rotazioni dell'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.50$).

Tenuto conto che l'impalcato è a via di corsa inferiore, gli effetti delle rotazioni sull'escursione degli appoggi sono quasi trascurabili: pertanto, a favore di sicurezza, si utilizzeranno i massimi valori delle corse delle slitte dei rispettivi appoggi incrementate di ± 15 mm:

- Massime escursioni giunto spalla A: ± 200 mm
- Massime escursioni giunto spalla B: ± 270 mm

<p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>P01-VI03-STR-RE01</p>	<p>PROGETTAZIONE</p> <p>MANDATARIA</p> <p> PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</p> <p>MANDANTI</p> <p> CITIZIA s.r.l. INGEGNERIA, SANALITÀ, AMBIENTE</p> <p> sinergo</p> <p> D_VA D_VisionArchitecture</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>99 di 99</p> <p>Data</p> <p>10/2023</p>
--	--	----------------------	--

16 APPENDICE: TABULATI DI CALCOLO

Vengono allegati alla presente relazione di calcolo i seguenti documenti:

- Allegato 1 – Modello di calcolo “globale” dell’impalcato.
- Allegato 2 – Modello di calcolo “locale” della soletta.