

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 Mezzanica – 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:



**ASSE PRINCIPALE
VIADOTTO ARGOMENNA
VIADOTTO ARGOMENNA:STRUTTURE/CORPO DELL'OPERA
Relazione di calcolo impalcato**

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-VI02-STR-RE01.pdf				
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	P01	VI02	STR	RE01
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		10/2023	Ing. Cassani	Ing. Bonasio	Ing. Formichi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	2 di 116
			Data 06/10/2023	

INDICE

1	PREMESSA.....	6
1.1	Impalcato	6
1.2	Appoggi e giunti di dilatazione	8
1.3	Pile	8
1.4	Spalle.....	9
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
3.1.1	Grado di affidabilità del codice	12
3.2	Altri programmi di calcolo utilizzati.....	12
3.2.1	Programmi di calcolo con licenza di tipo commerciale	12
3.2.2	Fogli di calcolo autoprodotti.....	12
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
4.1	Acciaio da carpenteria	13
4.1.1	Travi, traversi, pulvini, irrigidenti e piatti	13
4.1.2	Saldature.....	13
4.1.3	Connettori a piolo.....	13
4.2	Calcestruzzo.....	13
4.2.1	Impalcato (predalles, soletta e cordoli).....	13
4.2.2	Fusti pile.....	14
4.2.3	Acciaio da cemento armato.....	14
5	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	15
5.1	Criteri di verifica per le sezioni in c.a.	15
5.1.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione.....	15
5.1.2	Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio.....	15
5.1.3	Verifiche a Stato Limite di Esercizio.....	16
5.1.4	Verifiche a Stato Limite di Fessurazione.....	16
5.2	Criteri di verifica per le sezioni in acciaio o composte acciaio/cls.....	17
5.2.1	Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio	18
5.2.2	Stato Limite di Esercizio per respiro delle anime (Web Breathing).....	18
5.2.3	Stato Limite di Fatica	19
5.2.4	Collegamento trave-soletta (connettori a pioli)	22
5.2.5	Stato Limite di Deformazione dell'impalcato	22

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	3 di 116
		Data 06/10/2023	

6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA.....	23
7	ANALISI DEI CARICHI	24
7.1	Pesi propri dell'impalcato (g_1)	24
7.1.1	Acciaio da carpenteria	24
7.1.2	Soletta in c.a.	24
7.2	Carichi permanenti portati (g_2).....	24
7.3	Cedimenti vincolari (ϵ_4)	25
7.4	Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_1)	25
7.5	Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_2)	28
7.6	Azioni variabili da traffico veicolare: frenamento o accelerazione (q_3)	29
7.7	Azioni variabili da traffico veicolare: azione centrifuga (q_4).....	29
7.8	Azioni variabili dovute al vento (q_5).....	30
7.8.1	Azioni sull'impalcato	31
7.8.2	Azioni sui pulvini	31
7.8.3	Azioni sui fusti delle pile	32
7.9	Azioni variabili dovute alla neve (q_5)	33
7.10	Azioni variabili dovute alla temperatura (q_7).....	33
7.11	Ritiro della soletta di cls (ϵ_2)	34
7.12	Azioni dovute all'urto dei veicoli in svio (q_8)	35
7.13	Resistenze passive dei vincoli (q_9)	36
7.14	Azioni sismiche (E)	36
7.14.1	Stati limite nei confronti delle azioni sismiche	36
7.14.2	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	37
7.14.3	Parametri sismici	37
7.14.4	Caratterizzazione sismica dell'opera in oggetto	37
7.14.5	Spettri di risposta elastici allo SLV	38
7.14.6	Spettri di risposta elastici allo SLC	39
8	COMBINAZIONI DI CARICO	40
8.1	Stati Limite Ultimi	41
8.2	Stati Limite di Esercizio	41
8.3	Stati Limite di Fatica.....	42
9	MODELLI DI CALCOLO	43
9.1	Modello di calcolo "globale" dell'impalcato.....	43
9.1.1	Caratteristiche delle sezioni.....	44
9.1.2	45
9.1.3	Lettura del modello di calcolo	46
9.1.4	Applicazione dei carichi sul modello di calcolo	48

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	4 di 116
		Data	
		06/10/2023	

9.1.5	Modi di vibrare	49
9.2	Modello di calcolo “locale” della soletta	52
10	VERIFICHE DELLE TRAVI	53
10.1	Verifiche di resistenza.....	53
10.2	Verifiche di instabilità dei pannelli d’anima	63
10.2.1	Instabilità anima 16mm	64
10.2.2	Instabilità anima 20mm	67
10.2.3	Instabilità anima 22mm	70
10.2.4	Instabilità anima 26mm	73
10.3	Verifiche a fatica	76
10.3.1	Coefficienti λ per le diverse posizioni	76
10.3.2	Verifica dei dettagli di fatica	80
10.4	Verifiche a deformazione	81
10.4.1	Contro-frecce di officina	81
11	VERIFICHE DEI TRAVERSI DI APPOGGIO.....	82
11.1	Verifiche di resistenza.....	82
11.2	Disposizione dei pioli	85
11.3	Verifiche di instabilità dell’anima	85
11.4	Verifiche a fatica	86
11.4.1	Coefficienti λ per le diverse posizioni	86
11.4.2	Verifica dei dettagli di fatica	87
12	VERIFICHE DEI TRAVERSI INTERMEDI	88
12.1	Verifiche di resistenza.....	88
12.2	Disposizione dei pioli	91
12.3	Verifiche di instabilità dell’anima	91
12.4	Verifiche a fatica	92
12.4.1	Coefficienti λ per le diverse posizioni	92
12.4.2	Verifica dei dettagli di fatica	93
13	VERIFICHE LOCALI DELLA SOLETTA IN C.A.	94
13.1	Verifiche in fase di costruzione.....	94
13.2	Verifiche in fase di esercizio	95
13.2.1	Riepilogo delle sollecitazioni di verifica	95
13.2.2	Verifiche a Stato Limite Ultimo - Flessione.....	96
13.2.3	Verifiche a Stato Limite Ultimo – Taglio	98
13.2.4	Verifiche a Stato Limite di Esercizio.....	98
13.2.5	Verifiche a Stato Limite di Fessurazione.....	100
14	DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	102

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   	REV.	FOGLIO
			A	5 di 116
			Data	
			06/10/2023	

14.1	Dispositivi di appoggio	102
14.1.1	Carichi sugli appoggi	102
14.1.2	Effetti della variabilità spaziale del moto	103
14.1.3	Spostamenti sugli appoggi	105
14.2	Giunti di dilatazione	106
15	VERIFICHE DEI PULVINI	107
15.1	Verifica delle membranature d'acciaio.....	107
15.2	Verifica chiave di taglio.....	113
15.3	Verifica bulloni d'ancoraggio	114

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	6 di 116
		Data 06/10/2023	

1 PREMESSA

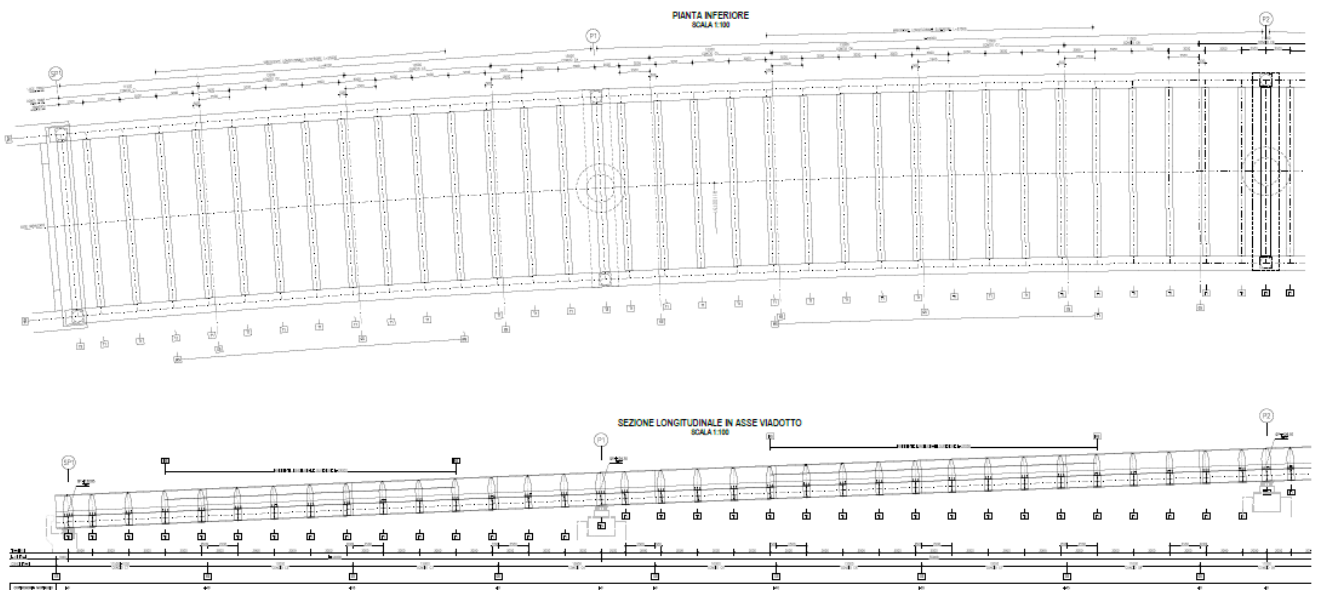
La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato del Viadotto Argomenna, facente parte delle opere previste nell'ambito dei "Lavori di adeguamento della S.S.67 Tosco-Romagnola nel tratto tra la località San Francesco in comune di Pelago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

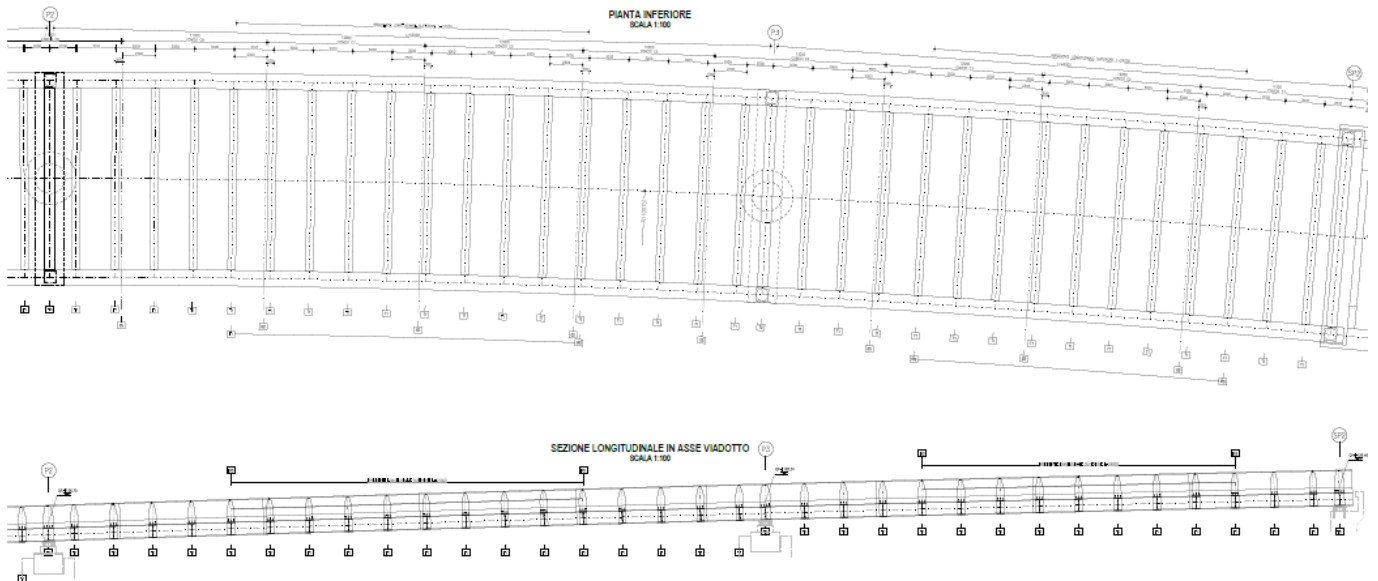
Il viadotto in progetto prevede la realizzazione di un impalcato a via di corsa inferiore realizzato con un sistema misto acciaio-calcestruzzo e sviluppato su n.4 campate con schema statico a trave continua. Le luci di calcolo risultano pari a 55 mt per le campate centrali e 44 mt per le due campate terminali, per un totale di 198 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.

1.1 Impalcato

L'impalcato è realizzato con andamento planimetrico curvilineo a raggio costante pari a 1100m lungo tutto il suo sviluppo (199.60 mt totali, compresi i retro-travi); altimetricamente invece prevede una pendenza longitudinale circa costante poco superiore al 4%.



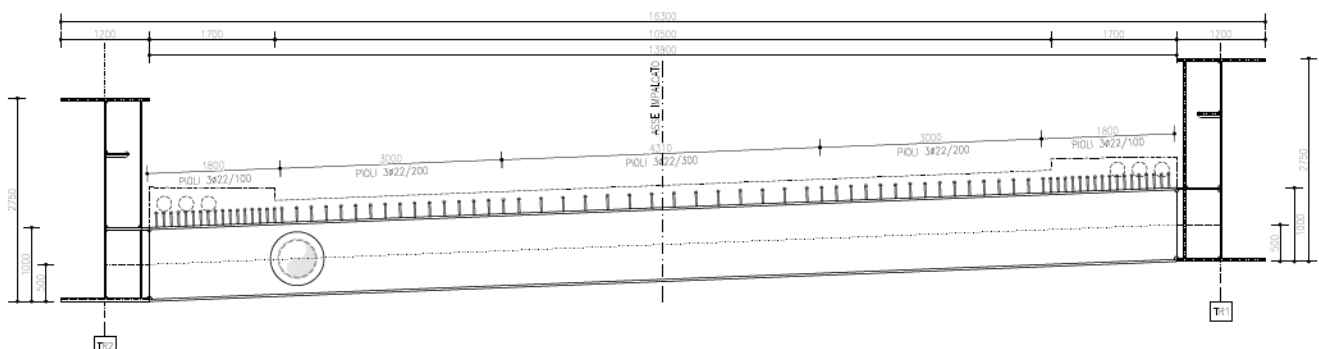
Pianta e sezione longitudinale carpenteria metallica (Campata 1 - Campata 2)



Pianta e sezione longitudinale carpenteria metallica (Campata 3 - Campata 4)

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 2.75 mt e larghezza delle ali costante pari a 1.20 mt). Lo spessore dei piatti risulta variabile da concio in concio (45÷80 mm per le ali, 16÷26 mm per le anime).
- n.69 traversi, realizzati a sezione mista acciaio/cls (passo costante pari a 3.00 mt, ad eccezione dei campi in adiacenza ai supporti):
 - 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).
 - 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.

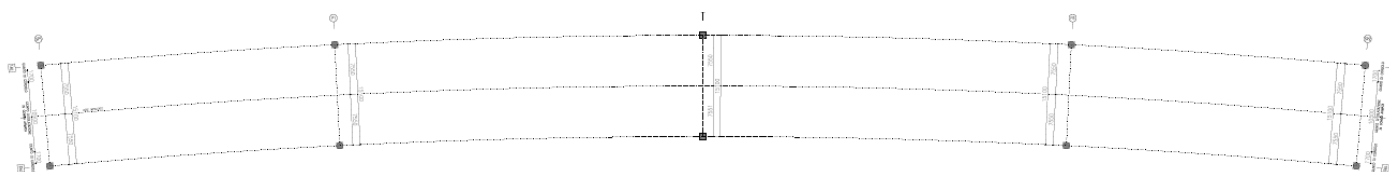
CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI		A	8 di 116
				Data 06/10/2023	

1.2 Appoggi e giunti di dilatazione

Gli apparecchi di appoggio, posizionati in asse alle anime delle travi longitudinali, sono isolatori elastomerici. Questi permettono di assecondare le dilatazioni e le contrazioni dell'impalcato dovute ai fenomeni lenti (ritiro del cls di soletta, variazioni termiche stagionali) garantendo escursioni omogenee nei giunti di dilatazione delle spalle (realizzati in gomma armata).

A livello sismico, viste le elevate accelerazioni orizzontali del sito e la grande rigidità dei supporti (pile sostanzialmente tozze), gli isolatori permettono di dissipare le azioni e ridistribuirle in maniera uniforme su tutte le sottostrutture, ottimizzando le quantità e concentrando il danneggiamento sugli apparecchi stessi in caso di eventi eccezionali.

Lo schema di vincolo adottato viene riepilogato nella seguente figura:



Per ogni asse appoggi sono inoltre indicate le 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 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 rigidità 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 irrigidimenti trasversali esterni).

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

	H_{TOT}	H_{CENT} (sez. cava)	H_{TESTA} (sez. piena)	$H_{PULVINO}$ (in asse pila)	$D_{ESTERNO}$
P1	5.80	4.50	1.50	3.00	4.00
P2	7.80	6.50			
P3	8.80	7.50			

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	9 di 116
			Data	
			06/10/2023	

Le fondazioni sono di tipo indiretto. La fondazione per le pile P1 e P2 risulta composta di:

- Una platea con sezione quadrata in pianta, di lato pari a 9.60 mt e spessore costante pari a 2.50 mt.
- N.9 pali di grande diametro Ø1200 mm, disposti regolarmente con interasse di 3.60m con lunghezza variabile a seconda della pila da sostenere.

La fondazione per la pila P3 è costituita, invece, da:

- Una platea con sezione quadrata in pianta, di lato pari a 9.60 mt e spessore costante pari a 2.50 mt.
- N. 33 micropali di diametro Ø300 mm, disposti con interasse di 1.60m con lunghezza pari a L=12m.

1.4 Spalle

Le spalle vengono realizzate interamente in opera in c.a. di tipo 'a tutta altezza', composte 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.84 micropali di diametro Ø300 mm di lunghezza pari a L=12m per la Spalla 1 ed L=10m per la Spalla 2.

Spalla1	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Altezza (m)
Muro elevazione	17.10	2.00	5.58
Paraghiaia	17.10	0.40	1.50
Muro d'ala sup.	4.90	0.70	1.50
Muro d'ala inf.	4.90	1.60	5.58
Fondazione	17.30	9.40	1.80

Spalla2	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Altezza (m)
Muro elevazione	17.10	2.00	2.58
Paraghiaia	17.10	0.40	1.50
Muro d'ala sup.	4.90	0.70	1.50
Muro d'ala inf.	4.90	1.60	2.58
Fondazione	17.30	9.40	1.80

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	10 di 116
		Data	
		06/10/2023	

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 1993-1-1:2014**
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-clc - 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 207/2008**
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	11 di 116
		Data 06/10/2023	

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	12 di 116
		Data 06/10/2023	

autonomamente e quindi importati all'interno del programma, consentendo così 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.

3.2.2 Fogli di calcolo autoprodotti

Le verifiche delle sezioni di acciaio o miste acciaio/cls vengono eseguite con fogli di calcolo autoprodotti, i cui risultati riportati in questa relazione si ritengono attendibili e sono stati oggetto di controlli mediante calcoli sintetici effettuati dal progettista sulla base della propria esperienza e di quanto proposto dalle NTC18.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA - AMBIENTE	A	13 di 116
	 sinèrgo	 VA DVisionArchitecture	Data 06/10/2023	

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA s.r.l.	 sinèrgo	A
		 VA D'VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

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	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	15 di 116
		Data 06/10/2023	

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:

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

- 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:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	16 di 116
		Data 06/10/2023	

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:

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

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:

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

dove:

- σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA  sinergo  VA D'VisionArchitecture	A	17 di 116
			Data 06/10/2023	

- 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;
- $\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}}$
- $A_{c,eff}$ = 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 per respiro delle anime (Web Breathing);
- 3) Stato Limite di Fatica;
- 4) Collegamento trave-soletta (connettori a pioli);
- 5) Stato Limite di Deformazione dell'impalcato.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	18 di 116
		Data	
		06/10/2023	

5.2.1 Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio

Lo stato limite ultimo adottato, in accordo con il paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC2018, corrisponde allo stato limite elastico della sezione, ovvero il raggiungimento in un qualunque suo punto della resistenza limite elastica di calcolo. Le verifiche di resistenza sono state condotte per tutte le sezioni del viadotto mediante un foglio di calcolo appositamente sviluppato.

Laddove la classificazione delle sezioni dovesse evidenziare la presenza di pannelli in classe 4 e comunque per tutti i pannelli che possano presentare problematiche di stabilità per taglio, le verifiche di stabilità saranno condotte secondo il metodo delle tensioni ridotte, come previsto dal cap.10 della UNI EN1993-1-5.

Per calcolare il moltiplicatore critico (α_{cr}) è stato utilizzato un programma agli elementi finiti (EBPlate).

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{id,Ed}} \quad \lambda_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

$$\varphi_p = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0,34(2,75 - 0,70) + 2,75 \right]$$

$$\rho = \frac{1}{\varphi_p + \sqrt{\varphi_p^2 - \bar{\lambda}_p^2}}$$

Nel caso in cui il coefficiente ρ risulti pari a 1, la verifica di stabilità non è necessaria.

Per la verifica delle sezioni miste (nello specifico per i soli traversi d'impalcato) il calcolo tensionale elastico viene condotto per fasi:

Fase 1: considera il peso proprio della struttura metallica, delle coppelle in calcestruzzo e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

Fase 2: considera i successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, G.R. ecc.) ai quali corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa, che si traduce, per le verifiche condotte con il metodo degli stati limite, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione "n" pari a 17.10.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

In particolare, gli effetti del ritiro vengono tradotti con un'azione di compressione accompagnata dal relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista.

Fase 3: corrisponde al transito dei carichi accidentali ed a tutte le altre azioni di breve durata (termica, vento, sisma...).

Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale 6.06, per la classe di resistenza del calcestruzzo ipotizzata C35/45.

5.2.2 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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV. A	FOGLIO 19 di 116
		Data 06/10/2023	

5.2.3 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.

CATEGORIE DI DETTAGLIO

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

- a) Prodotti laminati ed estrusi;
- b) Sezioni saldate;
- c) Saldature a piena penetrazione;
- d) 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 ($\Delta\sigma$)*

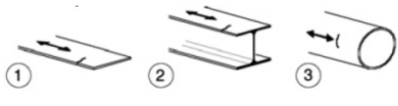
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatte laminati; 2) Lamiere e piatte; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	REV.	FOGLIO
				A	20 di 116
				Data 06/10/2023	



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

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 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 <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>

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> <ol style="list-style-type: none"> 1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco <ol style="list-style-type: none"> (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</p>
80 (a) 71 (b)		<p>Attacchi trasversali</p> <ol style="list-style-type: none"> 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda <ol style="list-style-type: none"> (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm <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		<ol style="list-style-type: none"> 9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra 	

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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	21 di 116
		Data	
		06/10/2023	

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 $\Delta\sigma_C$.

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 della forma e della 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.

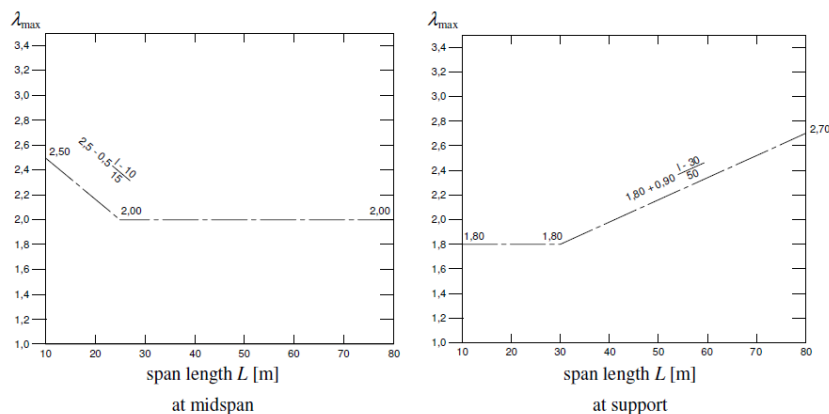


Figure 9.6: λ_{\max} for moments for road bridges

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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	22 di 116
		Data 06/10/2023	

5.2.4 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;
- 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.

5.2.5 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	PROGETTAZIONE	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	 EITELIA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinèrgo INGEGNERIA	 D_VA D VisionArchitecture	REV.	FOGLIO
							A	23 di 116
							Data 06/10/2023	

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica e sismica fare riferimento agli elaborati specifici.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	24 di 116
		Data 06/10/2023	

7 ANALISI DEI CARICHI

Per tutti i carichi ad eccezione dei pesi propri dell'impalcato, è stato realizzato un modello di analisi della sezione trasversale, dove ciascun appoggio rappresenta un "filo" di elementi beam del modello globale. Nello specifico questi elementi sono rappresentativi di una striscia di soletta longitudinale appoggiata sui traversi. Le reazioni vincolari ottenute dal modello trasversale sono applicate come carichi al metro sul modello globale dell'impalcato.

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 **G1 - acciaio**). 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%: tale stima è risultata a posteriori essere cautelativa.

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 sugli elementi rappresentativi della soletta (condizione di carico **G1 - soletta**).

7.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati, compiutamente definiti, inseriti nel modello di calcolo (condizione di carico **G2**) 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 considerato cautelativamente costante di 20 cm.

2) Pavimentazione stradale

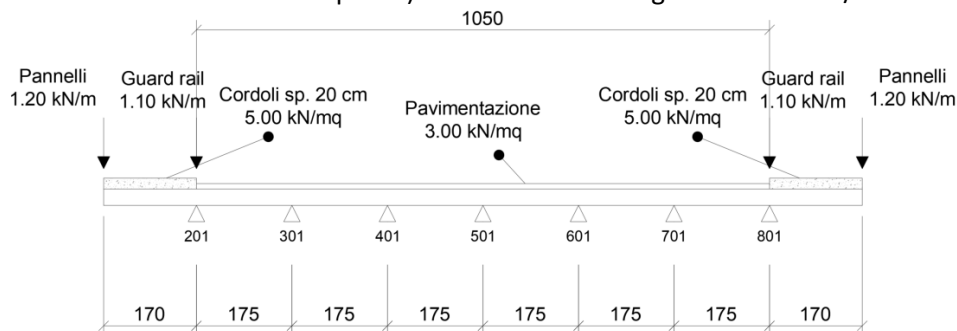
Il peso della pavimentazione stradale è valutato in ragione di 24.00 kN/mc per uno spessore medio di circa 12.5 cm, per tenere conto di eventuali ricariche rispetto ai 10cm a progetto.

3) Barriere di sicurezza

Il peso delle barriere di sicurezza stradali bordo ponte viene valutato in ragione di 1.10 kN/ml.

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.



R ₂₀₁ [kN/m]	R ₃₀₁ [kN/m]	R ₄₀₁ [kN/m]	R ₅₀₁ [kN/m]	R ₆₀₁ [kN/m]	R ₇₀₁ [kN/m]	R ₈₀₁ [kN/m]
19.49	-2.33	7.23	4.32	7.23	-2.33	19.49

Dove R₂₀₁, R₃₀₁...R_{x01} rappresentano i carichi applicati ai fili del modello rappresentanti la soletta.

7.3 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

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

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

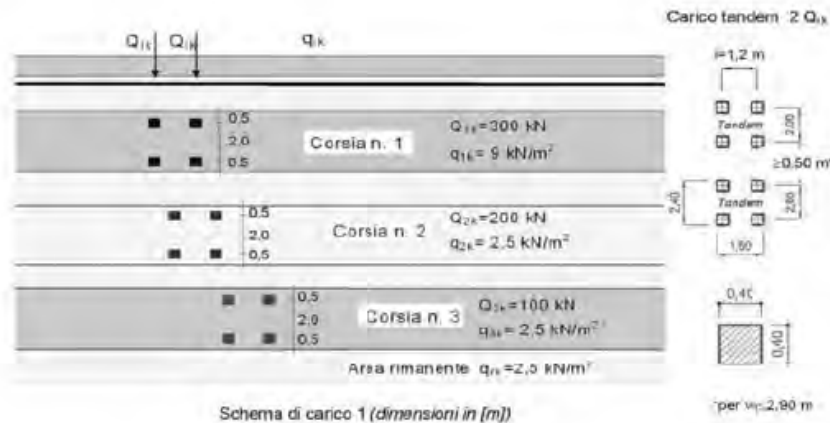
dove: L_{SX} lunghezza della campata alla sinistra del vincolo;
 L_{DX} lunghezza della campata alla destra del vincolo.

	L_{SX} [m]	L_{DX} [m]	ξ [mm]
Spalle S1, S2	0.00	44.00	4.4
Pile P1, P3	44.00	55.00	9.9
Pila P2	44.00	55.00	11.00

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

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.



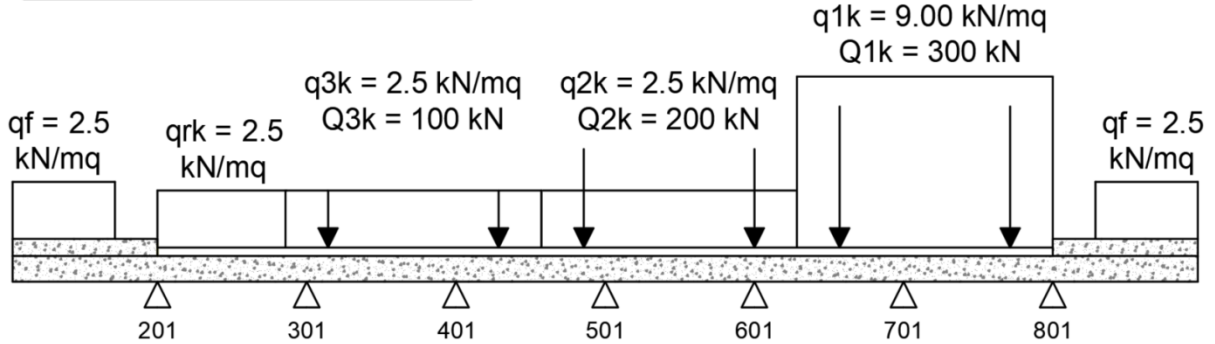
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

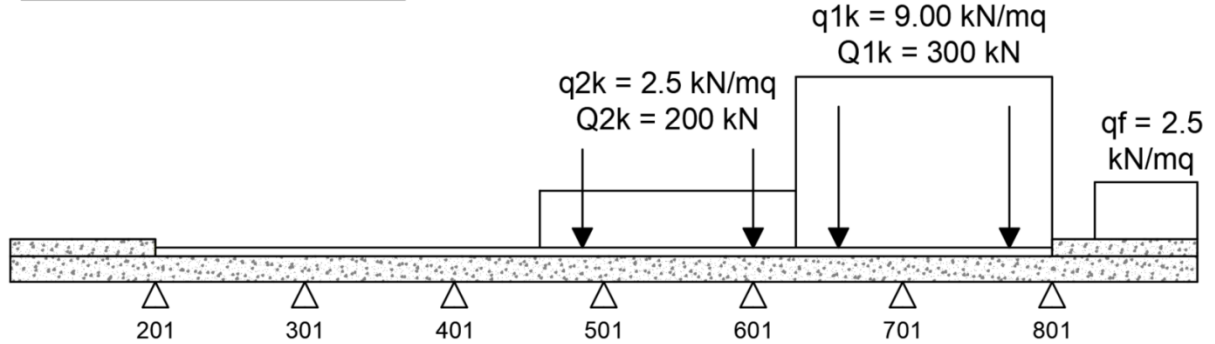
Al fine di cogliere tutti gli effetti flettenti, torcenti e taglianti sull'impalcato, sono state considerate tutte le disposizioni trasversali e longitudinali dei carichi. In particolare:

Sono state considerate le 3 seguenti disposizioni di carico in trasversale (considerata la simmetria della sezione e l'andamento longitudinale curvilineo, risulta sufficiente 'sbilanciare' i carichi solo dal lato della trave esterna):

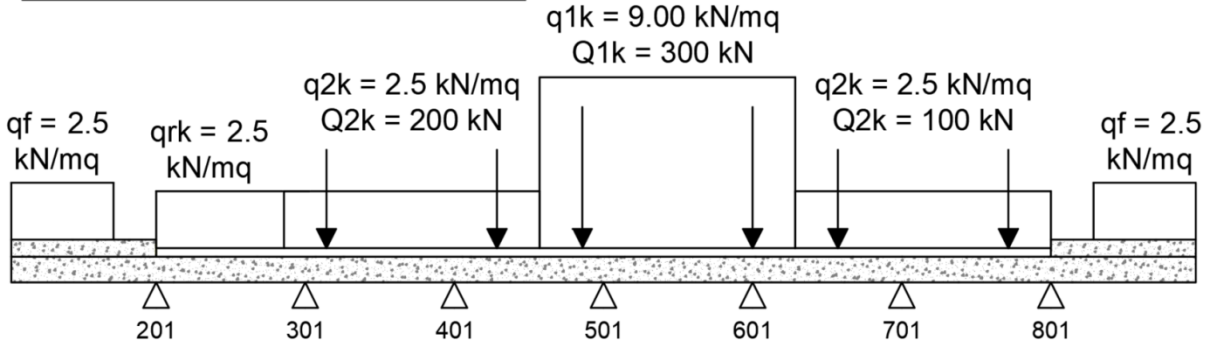
LM3A - Massimo carico verticale sul ponte



LM3B - Massimo squilibrio sul ponte



LM3C - Massimo momento positivo sul traverso



CONDIZIONE	Carico	R ₂₀₁ [kN/m]	R ₃₀₁ [kN/m]	R ₄₀₁ [kN/m]	R ₅₀₁ [kN/m]	R ₆₀₁ [kN/m]	R ₇₀₁ [kN/m]	R ₈₀₁ [kN/m]
LM3 A	Concentrato	-0.93	36.80	66.62	96.57	149.54	166.68	84.90
	Distribuito	10.73	-0.70	5.80	3.36	7.96	12.42	15.19
LM3 B	Concentrato	0.65	-4.11	17.25	82.60	152.67	165.91	85.02
	Distribuito	0.01	-0.07	0.33	3.14	7.99	12.41	15.19
LM3 C	Concentrato	-2.33	76.51	120.94	166.74	151.30	59.10	27.74
	Distribuito	10.74	-0.73.	5.98	14.25	14.73	-0.99	10.78

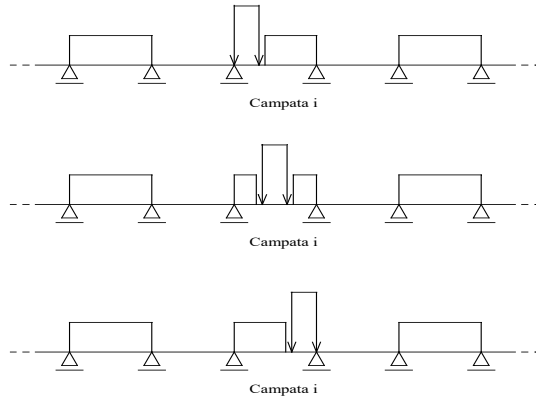
Dove R₂₀₁, R₃₀₁...R_{x01} rappresentano i carichi applicati ai fili del modello rappresentanti la soletta. I valori riportati nella riga "Concentrato" sono quelli relativi ad uno solo dei due assi effettivamente caricati (come da figure sopra)

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	27 di 116
		Data	
		06/10/2023	

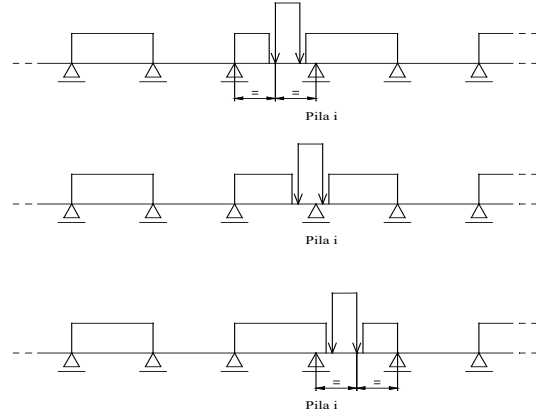
Per ogni disposizione di carico trasversale (definita in precedenza), sono state considerate tutte le disposizioni longitudinali che, a partire dalle linee di influenza, consentono di massimizzare il taglio ed il momento di tutte le sezioni dell'impalcato.

La ripartizione longitudinale che massimizza il momento flettente nella i-esima campata viene ricavata spostando il carico concentrato all'interno della campata stessa.

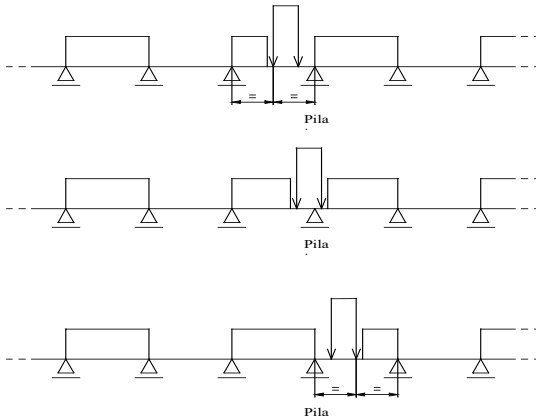
Nel modello di analisi i due carichi concentrati vengono sostituiti da due carichi uniformemente distribuito su 90cm (dimensione dell'impronta + diffusione nello spessore della soletta).



La ripartizione longitudinale che massimizza il momento flettente in corrispondenza della pila i-esima viene ricavata spostando il carico concentrato equivalente, partendo dall'inizio della campata i-esima fino alla fine della campata i+1 - esima.



La ripartizione trasversale che massimizza il taglio nella travata è la stessa che massimizza il momento flettente. La ripartizione longitudinale viene ottenuta spostando il carico Q1k equivalente nel modo seguente.



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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	28 di 116
		Data	
		06/10/2023	

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**.

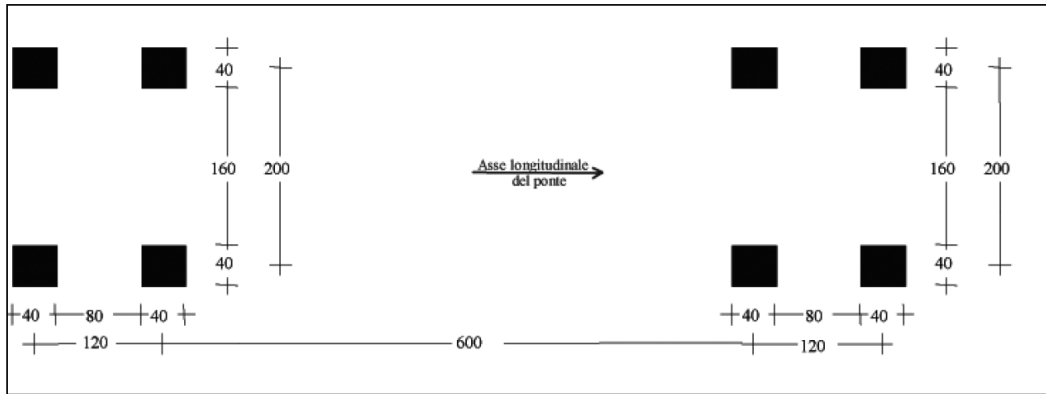
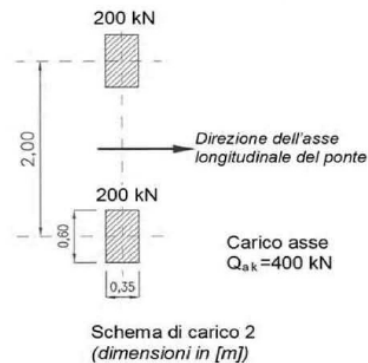


Fig. 5.1.5 - Modello di carico di fatica. 3

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.



7.5 Azioni variabili da traffico veicolare: carichi verticali (q_2)

Come indicato nelle NTC-2018, i carichi mobili (q_1) definiti nel precedente paragrafo includono gli effetti dinamici.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	29 di 116
		Data 06/10/2023	

7.6 Azioni variabili da traffico veicolare: frenamento o accelerazione (q_3)

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

$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 895 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

Il carico è stato uniformemente distribuito sulla corsia di carico n.1 nelle condizioni **FREN+** e **FREN-** per le due direzioni di applicazione.

Le due condizioni sono successivamente sommate alle azioni verticali indotte dal traffico ed involuppate nella combinazione di carico **ACCG2a** (gruppo di azioni tipo 2a, come definito dalla tabella 5.1.IV delle NTC-2018).

7.7 Azioni variabili da traffico veicolare: azione centrifuga (q_4)

L'azione trasversale associata alla curva viene valutata secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" – par. 5.1.3.6, mediante la seguente relazione:

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe


Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

$$q_4 = 40 \cdot \frac{Q_v}{R} = 44 \text{ kN}$$

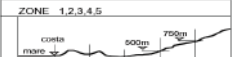

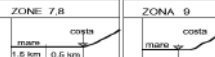
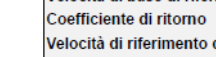
CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
			A	30 di 116
			Data	06/10/2023

7.8 Azioni variabili dovute al vento (q_5)

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'esauriva 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 dalla 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	IV
B	III	III	IV	IV	IV	B	III
C	II	II	III	III	III	C	II
D	I	I	II	II	II	D	I

ZONA 1,2,3,4,5		ZONA 6		ZONA 7,8		ZONA 9	
* Categoria II in zona 1,2,3,4 * Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 * Categoria IV in zona 1				* Categoria II in zona 8 * Categoria III in zona 7			

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_s 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	$V_{b,0}$ 27.00 m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	a_0 500 m k_a 0.37 s ⁻¹
Coefficiente di altitudine	C_a 1.00
Velocità di base di riferimento	V_b 27.00 m/s
Coefficiente di ritorno	C_r 1.06
Velocità di riferimento del vento	V_r 28.62 m/s
Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	k_r 0.19
Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	Z_0 0.05 m
Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	Z_{min} 4.00 m
Densità media di massa dell'aria	ρ 1.25 kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_r 0.51 kN/m ²

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.

7.8.1 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).

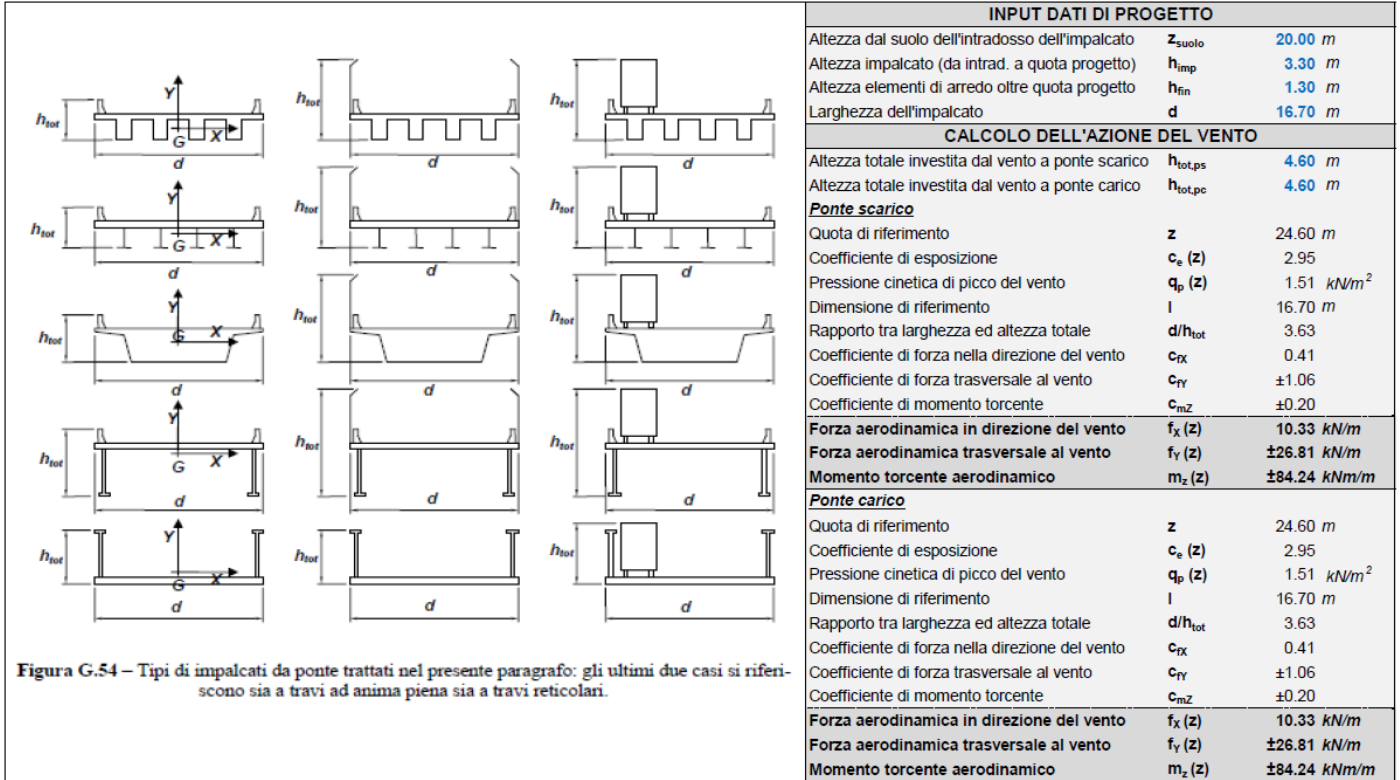


Figura G.54 – Tipi di impalcato da ponte trattati nel presente paragrafo: gli ultimi due casi si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

Azioni su impalcato

7.8.2 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.

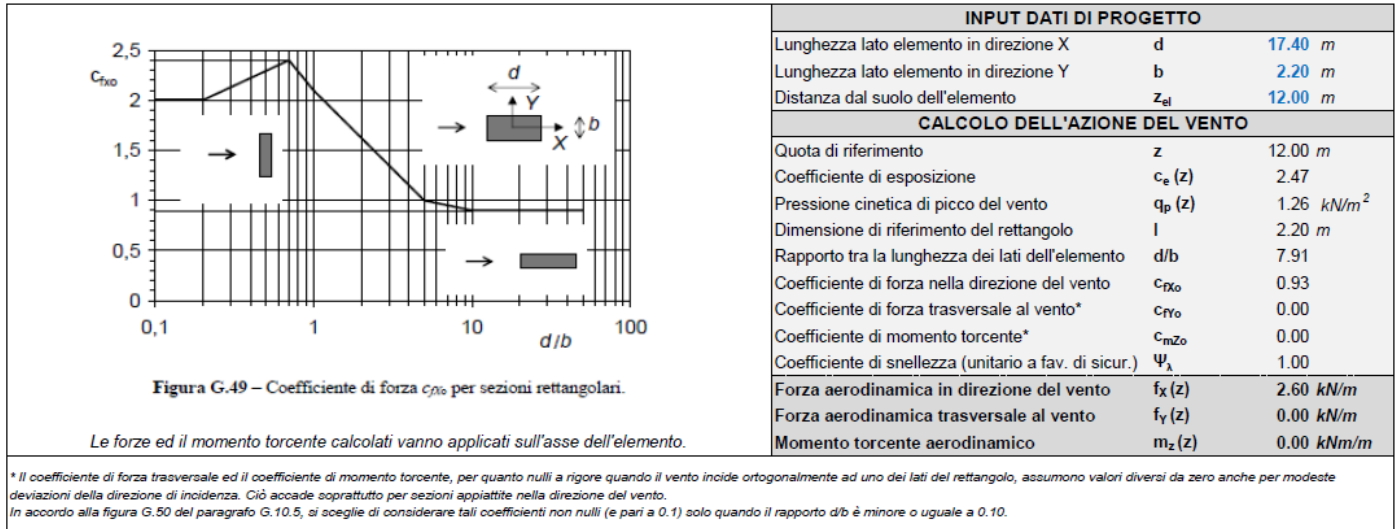


Figura G.49 – Coefficiente di forza $c_{F_{x0}}$ per sezioni rettangolari.

Le forze ed il momento torcente calcolati vanno applicati sull'asse dell'elemento.

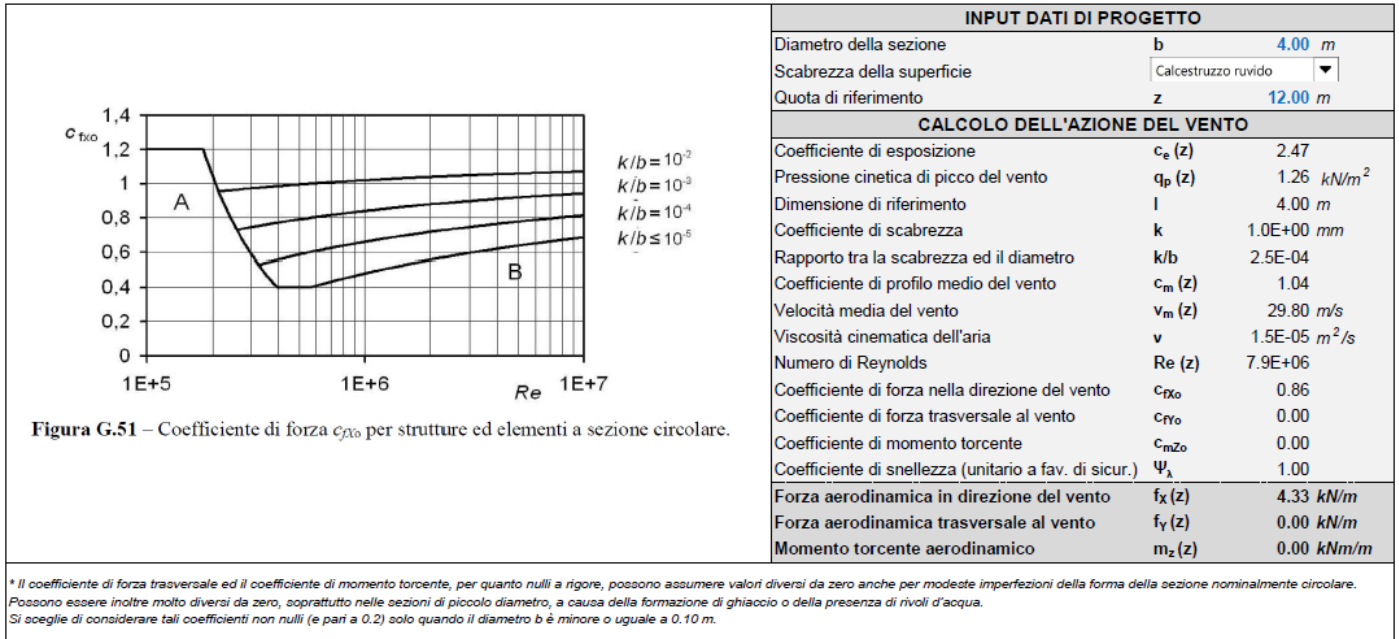
* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. In accordo alla figura G.50 del paragrafo G.10.5, si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.1) solo quando il rapporto d/b è minore o uguale a 0.10.

Azioni sui pulvini

7.8.3 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').



Azioni sulle pile

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	33 di 116
		Data 06/10/2023	

7.9 Azioni variabili dovute alla neve (q_5)

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.

7.10 Azioni variabili dovute alla temperatura (q_7)

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 $\Delta T_u = \pm 25.00 \text{ } ^\circ\text{C}$:

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

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

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). 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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO	
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETEVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinèrgo INGEGNERIA	 D-V D-VisionArchitecture	A
			Data 06/10/2023		

7.11 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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	35 di 116
		Data 06/10/2023	

7.12 Azioni 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.

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	36 di 116
			Data	
			06/10/2023	

7.13 Resistenze passive dei vincoli (q_9)

Essendo il ponte vincolato mediante isolatori elastomerici non sono presenti resistenze passive nel sistema di vincolamento ma esclusivamente le forze attive dovute alla deformazione elastica degli stessi.

7.14 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.

7.14.1 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. 3.2.1 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%

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	37 di 116
			 VA DVisionArchitecture	Data 06/10/2023	

7.14.2 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:

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

7.14.3 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^* 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

7.14.4 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%.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	A	38 di 116
		sinèrgo	Data 06/10/2023	
			D-VisionArchitecture	

7.14.5 Spettri 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 1.

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

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

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

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

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

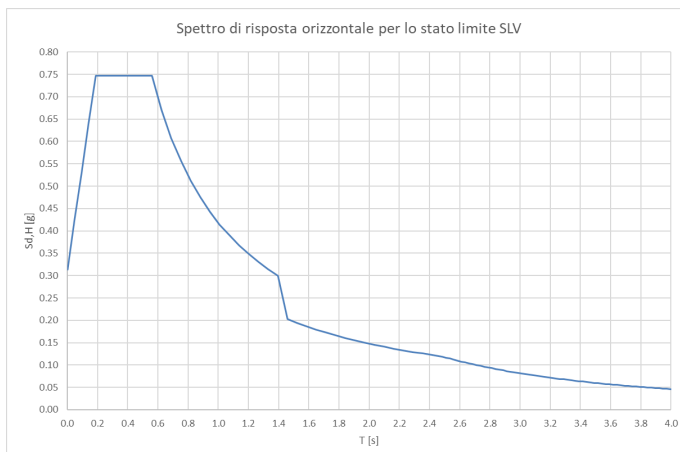
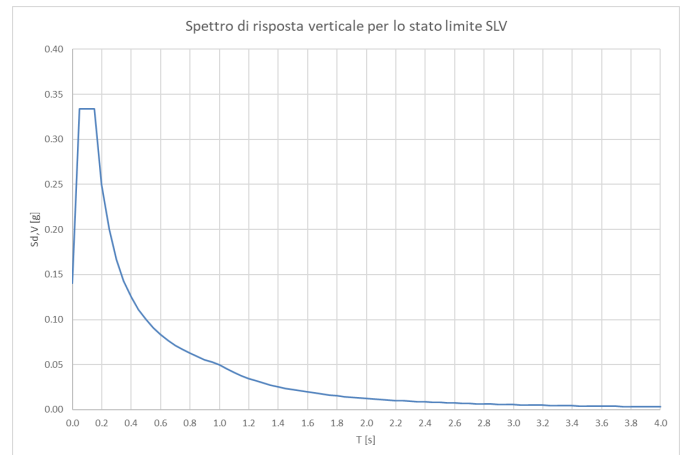
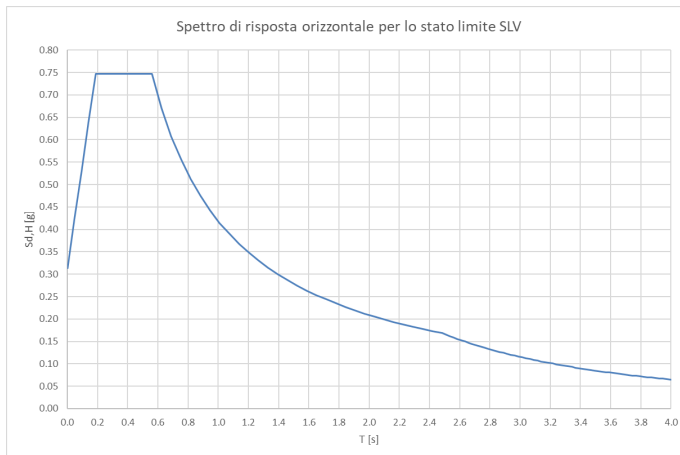
$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

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

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

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

Di seguito si riporta lo spettro elastico per componente orizzontale e verticale elastici, caratteristici del sito ($q=1.00$).

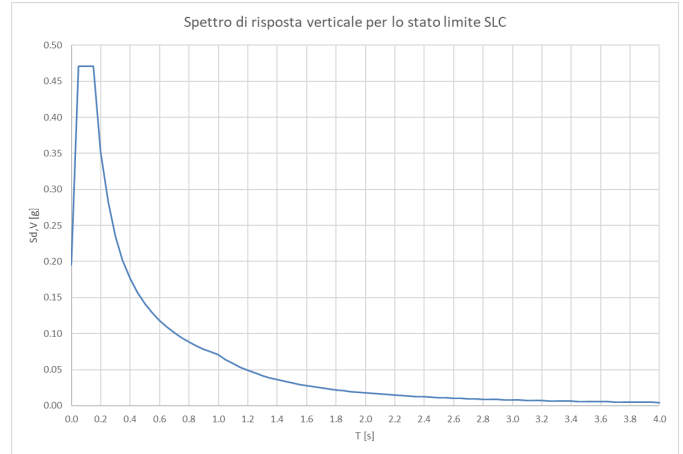
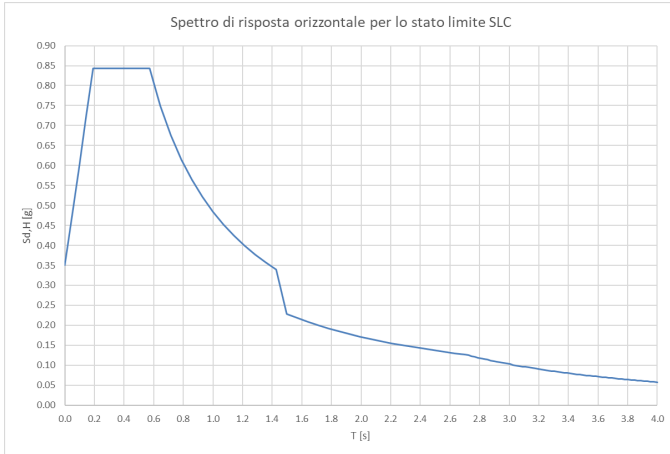


Gli isolatori elastomerici previsti a progetto, garantiscono uno smorzamento delle azioni pari al 15%, per i due modi principali della struttura isolata (traslazionale longitudinale e traslazionale trasversale puri). Nel calcolo, sono stati quindi utilizzati degli spettri "abbattuti" per i soli periodi superiori a quello caratteristico della struttura isolata.

Qui sotto si riportano quindi gli spettri di calcolo.

7.14.6 Spettri di risposta elastici allo SLC

Per il solo dimensionamento dei dispositivi di isolamento stessi, la norma richiede che vengano valutate le prestazioni minime per lo stato limite di collasso SLC. Qui sotto gli spettri utilizzati nel calcolo.



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 ;
- $\psi_{i,j}$ 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 combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
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	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	 ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	A	41 di 116
			 D_VisionArchitecture	Data	
				06/10/2023	

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	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	$EQU^{(1)}$	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	42 di 116
			Data	
			06/10/2023	

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	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	43 di 116
		Data 06/10/2023	

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 trasversi ed è stato utilizzato per le analisi statiche dell'impalcato. Attraverso tale modello sono state calcolate le sollecitazioni sulle travi principali, sui trasversi, 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 trasversi, 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 "SAP2000". 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 inizia e finisce in corrispondenza di un traverso, ad eccezione delle posizioni in cui la struttura richiede la giunzione saldata tra differenti tipologie di concetti della trave.
 - Trasversi, 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 175 cm.
 - Soletta in c.a., schematizzata con elementi monodimensionali tipo 'Frame', che si sviluppano in senso longitudinale all'impalcato e uniscono punti corrispondenti tra trasversi adiacenti. Tali elementi risultano essenziali per simulare, nel modello di calcolo, la collaborazione tra i trasversi garantita dalla soletta in c.a.: infatti, in assenza di tali elementi, i trasversi risulterebbero tra loro indipendenti e pertanto sovradimensionati. Questi elementi, come detto in precedenza, sono stati anche utilizzati per il caricamento dei carichi viaggianti da traffico e dei carichi permanenti portati.
 - Link rigidi, senza massa né peso, introdotti al solo scopo di rendere la continuità strutturale tra elementi posti a quote differenti (travi/trasversi, trasversi/soletta, travi/appoggi).
- Apparecchi di appoggio, realizzati con appositi link che consentono sempre tutte le rotazioni nello spazio e simulano la corretta rigidità degli isolatori nei confronti delle traslazioni.
- 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 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 circolare piena (in testa e alla base) e sezioni circolari cave (parte centrale).

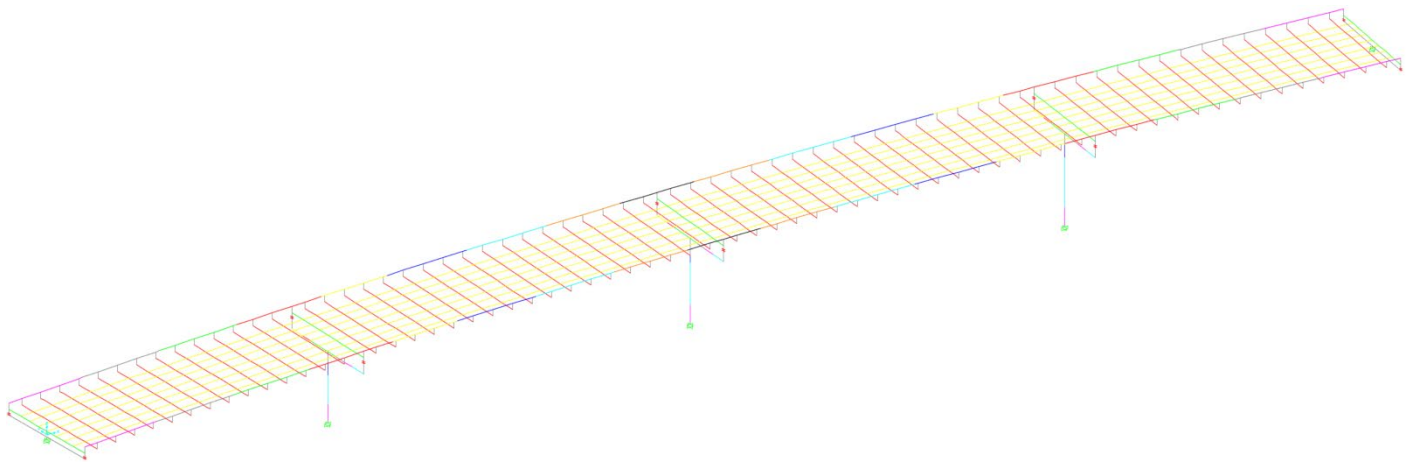
CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ENERGIA VALLE D'AOSTA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	sinèrgo INGEGNERIA	D-VA DIVISIONArchitecture
				Data 06/10/2023

- 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 (fase1, fase2 e fase3 come descritte nel paragrafo che descrive la procedura di verifica delle sezioni miste), le sezioni miste hanno caratteristiche differenti al variare dei coefficienti di omogeneizzazione propri della fase analizzata.

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



Vista assometrica assi travi, trasversi 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 ($n=E_{acc}/E_{cls}$).

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 .
- Fase di esercizio per carichi permanenti e carichi da ritiro (lunga durata): $n=7.10$ (sezione mista acciaio/cls). Questo coefficiente è stato utilizzato per i carichi da ritiro della soletta in cls ϵ_2 , per i carichi permanenti portati g_2 ed i cedimenti vincolari ϵ_4 .
- Fase di esercizio per carichi accidentali (breve durata) e fase sismica: $n=6.06$ (sezione mista acciaio/cls). Questo coefficiente è stato utilizzato per tutti i carichi accidentali q_i e per le azioni sismiche E.

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.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinèrgo	A	45 di 116
			 VA D'VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

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):

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 Concio C01	2750	1200	45	2660	20	1200	45	-	-
Trave Concio C02	2750	1200	50	2650	16	1200	50	-	-
Trave Concio C03	2750	1200	45	2660	20	1200	45	-	-
Trave Concio C04	2750	1200	80	2590	26	1200	80	-	-
Trave Concio C05	2750	1200	50	2650	22	1200	50	-	-
Trave Concio C06	2750	1200	55	2640	16	1200	55	-	-
Trave Concio C07	2750	1200	55	2640	16	1200	55	-	-
Trave Concio C08	2750	1200	50	2650	22	1200	50		
Trave Concio C09	2750	1200	80	2590	26	1200	80		
Traverso Intermedio	1000	600	30	940	20	600	30	3.00	0.30
Traverso Appoggio	1000	800	40	920	25	800	40	2.00	0.30

9.1.2

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Mandatario  Mandanti  		A	46 di 116
			Data 06/10/2023	

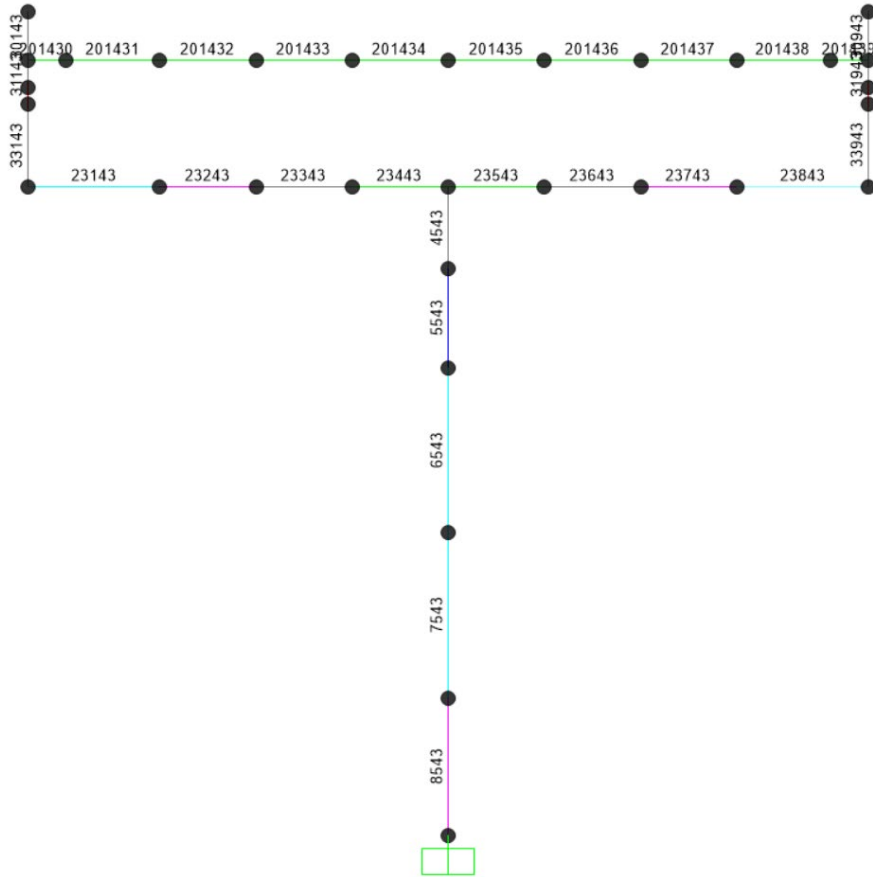
9.1.3 Letture del modello di calcolo

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 alla Spalla B).
- Gli elementi 'Frame' delle **travi** sono identificati univocamente da un'etichetta numerica composta da tre numeri progressivi dall'origine alla Spalla B (da 101 a 184 per la trave interno curva e da 901 a 984 per la trave esterno curva). I nodi di inizio "i" di ciascun elemento di trave sono identificati univocamente dallo stesso codice numerico.
- Gli elementi 'Frame' dei **traversi** sono identificati univocamente da un'etichetta numerica composta da tre "blocchi":
 - Un prefisso 20 ad indicare la direzione trasversale alla quota "0" dell'impalcato
 - Una parte centrale 1xx ad indicare il nodo di partenza in corrispondenza della trave interno curva
 - Un suffisso progressivo, da 0 a 9, per "contare" gli elementi beam che compongono ogni allineamento di traverso.
- Gli elementi 'Link' degli **appoggi** sono identificati univocamente da un'etichetta numerica composta da tre cifre, che corrisponde al nome del nodo della trave in corrispondenza dell'appoggio stesso.
- Gli elementi 'Frame' dei **fusti delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta numerica composta da tre "blocchi":
 - Un prefisso "z" ad indicare la quota del nodo di partenza (è progressiva da "0" a livello dell'impalcato a "8", in corrispondenza dell'incastro alla base
 - Una parte centrale "y" di valore costante pari a "5" ad indicare la posizione trasversale in mezzeria dell'impalcato
 - Un suffisso "xx" uguale a quello del nodo della trave in corrispondenza dell'asse appoggi sulla pila in oggetto.
- Gli elementi 'Frame' dei **pulvini delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta numerica composta da due "blocchi":
 - Un prefisso "23" ad indicare la direzione trasversale alla quota "3" posta a baricentro pulvino
 - Una parte centrale "y" progressiva da 1 a 8 ad indicare la posizione trasversale del nodo di partenza dell'elemento frame
 - Un suffisso "xx" uguale a quello del nodo della trave in corrispondenza dell'asse appoggi sulla pila in oggetto.

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	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	47 di 116
		Data	
		06/10/2023	

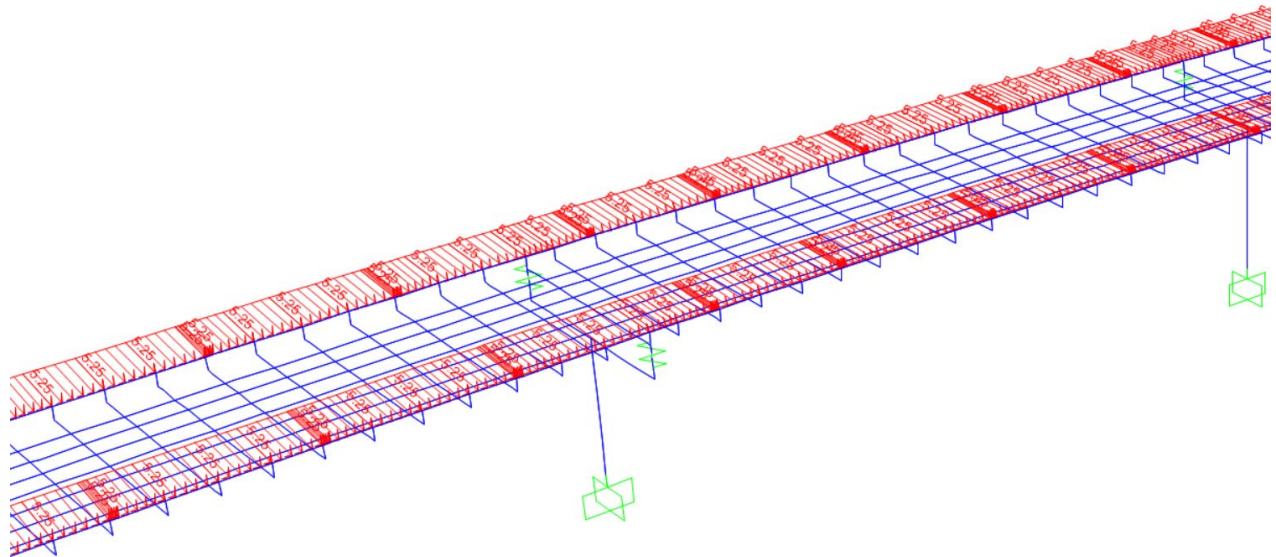


Esempio di nomenclatura degli elementi (sezione trasversale su pila)

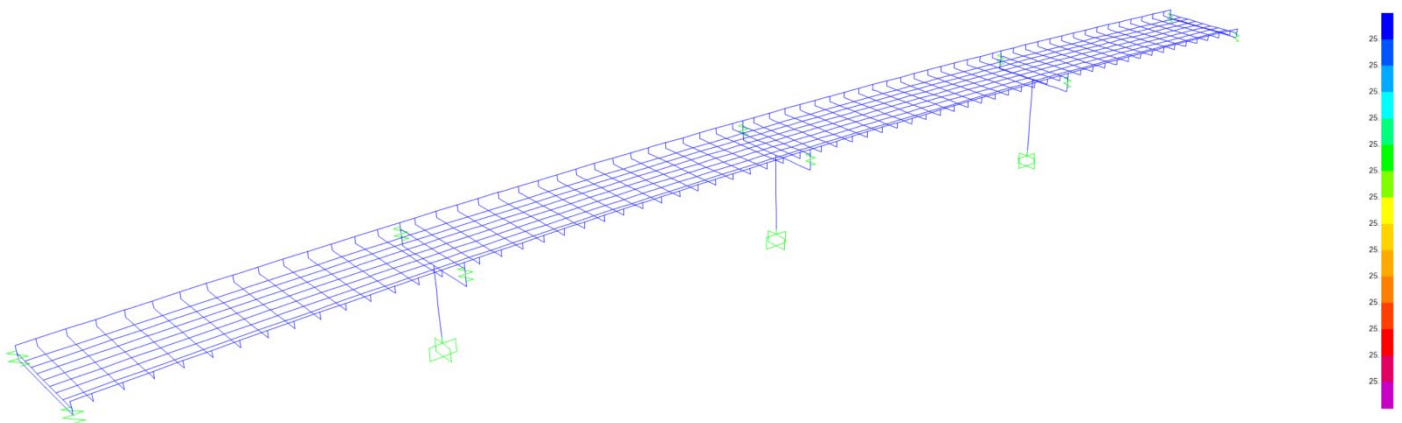
CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTE	sinèrgo INGEGNERIA	D_VA D'VisionArchitecture
				Data 06/10/2023

9.1.4 Applicazione dei carichi sul modello di calcolo

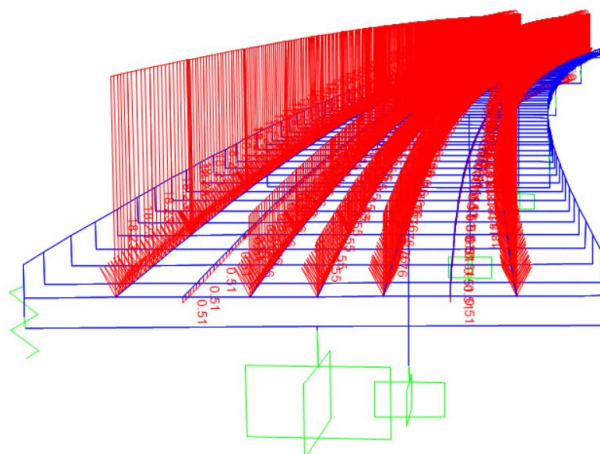
Di seguito si riportano le immagini rappresentative di alcuni carichi applicati sul modello di calcolo per le diverse azioni permanenti e variabili applicate.



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



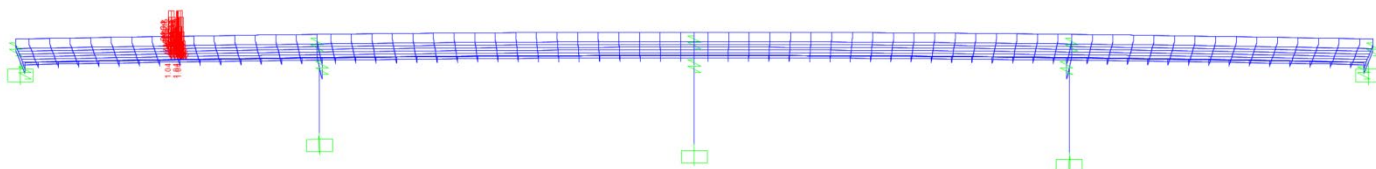
Esempio di carico da variazione termica uniforme sui 'Frame'



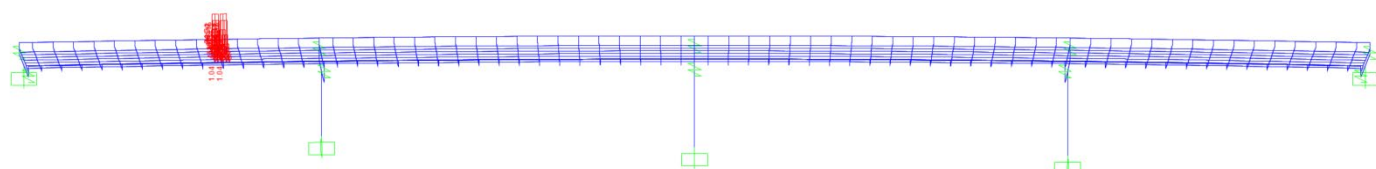
Risultanti dei carichi permanenti portati G2 applicate sui fili soletta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO	
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREVA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE s.r.l.	sinèrgo	D_VA D'VisionArchitecture	A	49 di 116
					Data 06/10/2023	

I carichi mobili dovuti al traffico veicolare sono applicati, come spiegato nel paragrafo relativo alla distribuzione longitudinale, per 'step', facendo viaggiare i carichi Tandem, in modo da massimizzare gli effetti su ciascun elemento della struttura.



Posizionamento carichi viaggianti – LM3 A – Massimo momento campata 1 – Posizione 8



Posizionamento carichi viaggianti – LM3 A – Massimo momento campata 1 – Posizione 10

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 7.14.

9.1.5 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.

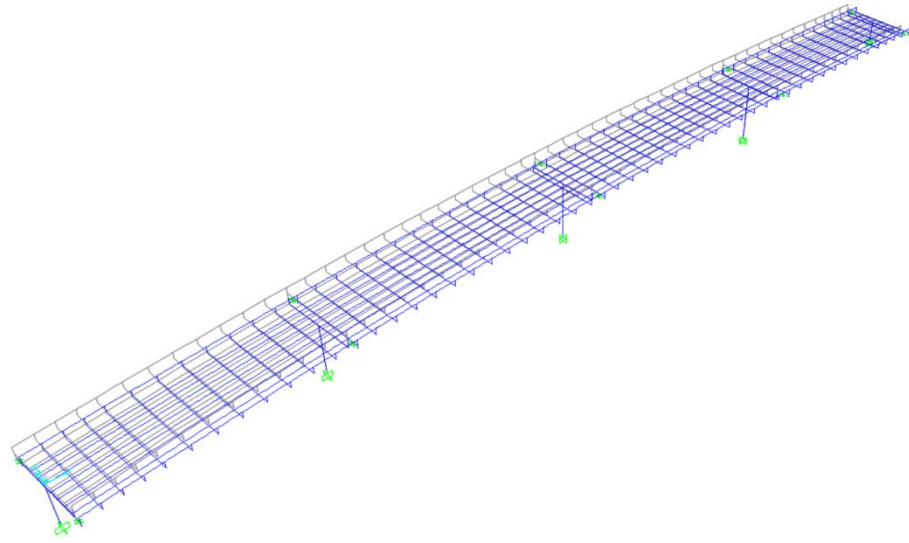
Per raggiungere la minima massa modale partecipante in tutte e 3 le direzioni principali sono stati indagati 75 modi, che portano ad una massa totale partecipante pari a:

- Massa totale in direzione longitudinale (X) = 97.5 %
- Massa totale in direzione trasversale (Y) = 96.1 %
- Massa totale in direzione verticale (Z) = 88.6 %

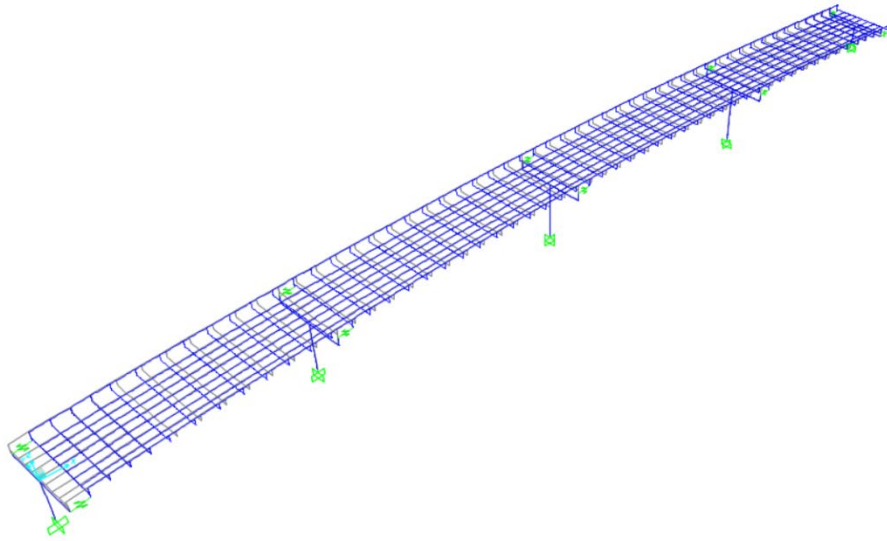
Di seguito si riporta la tabella con i modi principali di vibrare, indicando periodo di riferimento e massa partecipante (almeno pari al 5%).

Modo	Periodo sec	UX %	UY %	UZ %	TOT_UX %	TOT_UY %	TOT_UZ %
1	2.12	0%	73%	0%	0%	73%	0%
2	2.05	74%	0%	0%	74%	73%	0%
9	0.44	0%	0%	57%	74%	74%	60%
20	0.24	0%	0%	6%	74%	74%	67%
73	0.01	0%	0%	11%	84%	84%	89%
74	0.01	0%	12%	0%	84%	96%	89%
75	0.01	13%	0%	0%	98%	96%	89%

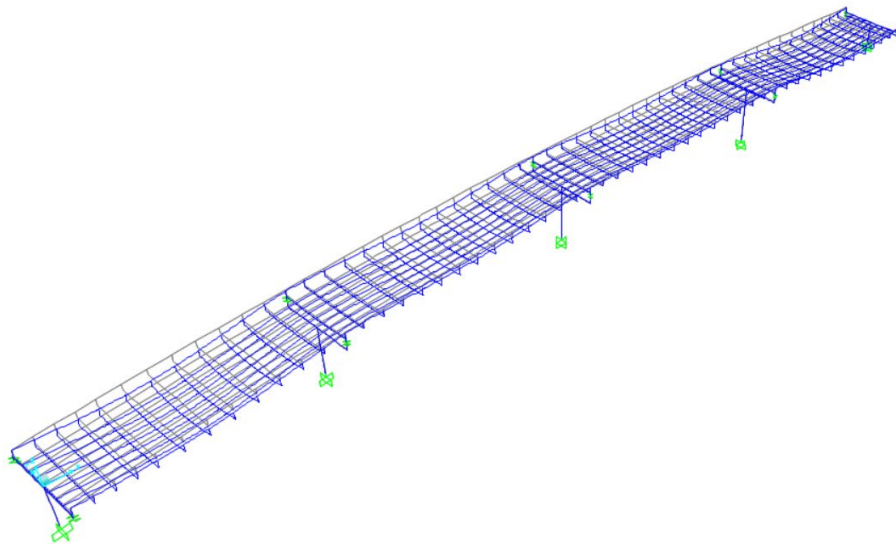
Nei grafici seguenti vengono riportate le deformate generate dal programma di calcolo ad elementi finiti per i modi di vibrare principali indicati nella precedente tabella.



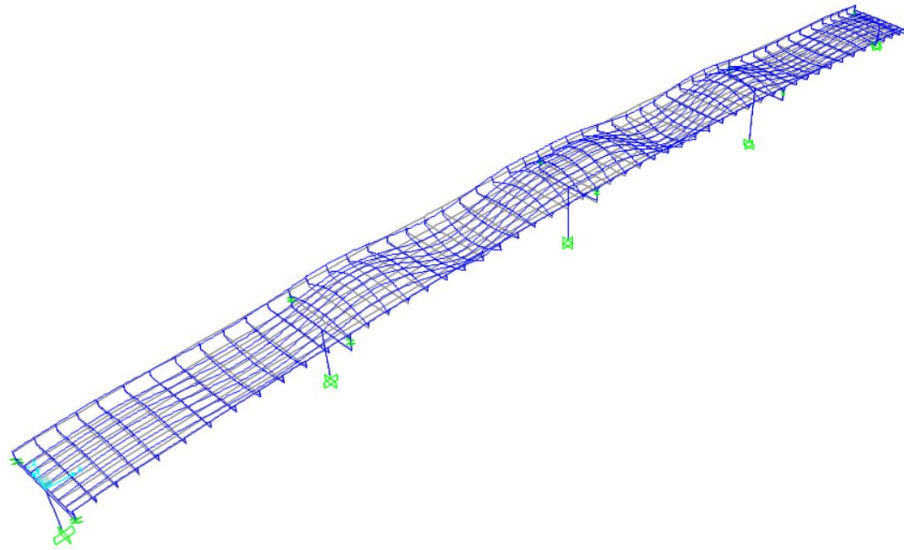
Modo di vibrare n.1 (Trasversale – $T=2.12$ s)



Modo di vibrare n.2 (Longitudinale – $T=2.05$ s)



Modo di vibrare n.9 (Flessionale Verticale Travi – $T=0.45$ s)



Modo di vibrare n.20 (Flessionale Verticale Traversi- $T=0.20$ s)

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	52 di 116
		Data 06/10/2023	

9.2 Modello di calcolo “locale” della soletta

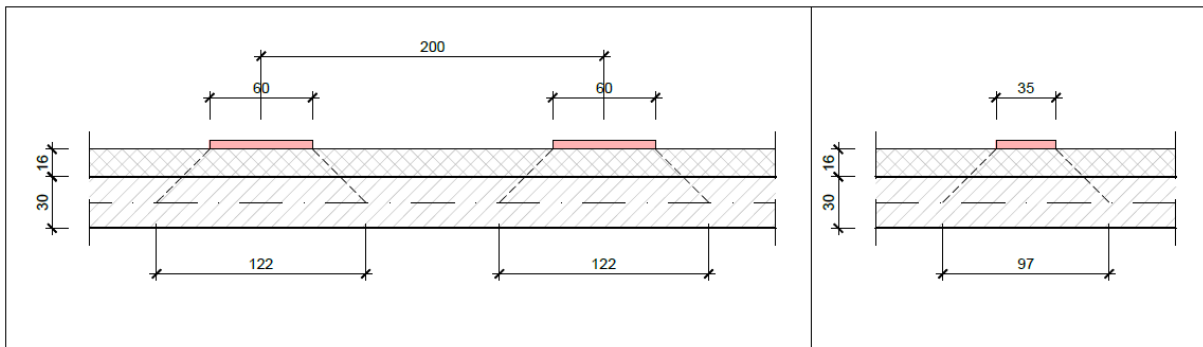
Il modello di calcolo locale della soletta è stato sviluppato con l’ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti “SAP2000”. In particolare, viene studiato un modello composto da una soletta di 15 m di sviluppo longitudinale (corrispondente a 5 campi di soletta tra traversi), in quanto ritenuto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

Il modello si compone dei soli seguenti elementi:

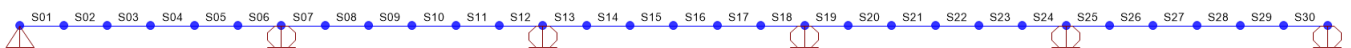
- Soletta in c.a., schematizzata con elementi monodimensionali tipo ‘Frame’ posizionati a quota dell’asse baricentrico; ogni singolo elemento presenta una sezione trasversale di dimensioni 100x30 cm.
- Appoggio sui traversi, realizzati con appositi ‘Restraint’ che bloccano gli spostamenti ma non le rotazioni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



Vista assometrica parziale di soletta e appoggi

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	53 di 116
		Data	
		06/10/2023	

10 VERIFICHE DELLE TRAVI

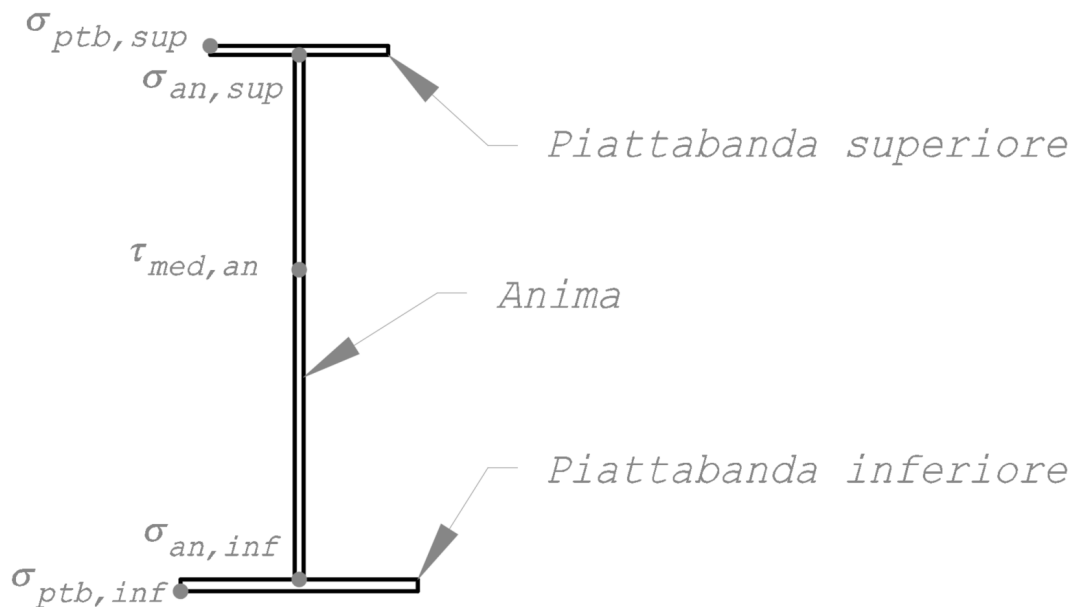
Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 1) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità);
- 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 in formato riassuntivo, riportando i massimi tensionali in ciascun concio della trave, in ciascuno dei punti significativi qui sotto. In questo modo è possibile cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale sia per le sollecitazioni taglianti che per quelle flettenti.

In questa fase si precisano tutti 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

Si precisa che il post-processing viene effettuato sulla sola trave esterna (da cui il pedice nel nome del concio), per cui sono state caricate le condizioni da traffico più gravose, come riportato la paragrafo 7.4.

Qui sotto le verifiche di tutti i punti indicati sopra.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI		A	54 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C01e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	45
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	20	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	45

Concio: **C01e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	0.10 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	0.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-21.48 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	67.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	0.09 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	0.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-20.77 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	61.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	21.73 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	64.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	0.70 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	2.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	7.06 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	36.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-6.98 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	35.8%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	8.32 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.6%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-8.22 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	7.06 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	36.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-6.98 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	35.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	21.49 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	63.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	0.63 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	1.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	20.85 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	61.7%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-1.26 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	21.55 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	67.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-1.28 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	4.0%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	55 di 116
			 D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Concio: **C02e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	16	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50

Concio: **C02e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	2.43 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	7.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-23.58 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	73.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	2.34 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	6.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-22.78 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	67.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	23.18 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	0.29 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	0.9%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	5.34 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	27.4%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-5.38 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	27.6%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	6.06 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	31.1%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-6.11 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	31.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	5.34 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	27.4%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-5.38 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	27.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	22.74 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	67.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	0.31 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	0.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	22.44 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	66.4%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-4.86 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	14.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	23.28 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	73.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-4.96 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	15.5%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	56 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C03e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	45
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	20	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	45

Concio: **C03e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	15.50 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	48.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-22.22 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	69.6%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	14.99 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	44.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-21.49 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	63.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	22.23 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	65.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.47 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	4.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	8.34 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-8.36 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.8%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	9.83 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	50.3%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-9.85 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	50.4%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	8.34 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-8.36 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	22.30 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	66.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	0.91 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	2.7%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	21.56 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	63.8%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-17.88 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	52.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	22.29 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	69.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-18.39 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	57.6%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	57 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C04e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	80
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	26	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	80

Concio: **C04e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	24.72 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	77.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-4.63 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	14.5%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	23.27 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.8%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-4.46 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	13.2%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	27.48 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	81.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.77 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	5.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	8.90 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.6%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-8.89 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.6%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	10.18 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	52.2%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-10.18 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	52.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	8.90 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.6%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-8.89 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	28.67 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	84.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	1.63 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	4.8%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	3.64 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	10.8%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-24.18 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	71.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	3.87 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	12.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-25.55 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	80.1%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinèrgo INGEGNERIA	A	58 di 116
	 D_VA DVisionArchitecture			Data 06/10/2023	

Concio: **C05e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	22	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50

Concio: **C05e**

$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	23.41 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	73.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-16.25 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	50.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	22.55 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	66.7%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-15.77 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	46.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	25.59 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	75.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.22 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.6%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	9.01 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	46.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-9.01 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	46.1%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	10.61 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	54.4%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-10.61 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	54.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	9.01 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	46.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-9.01 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	46.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	27.22 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	80.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	1.15 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.4%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	12.92 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	38.2%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-22.84 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	67.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	13.41 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	42.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-23.70 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	74.3%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	59 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C06e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	55
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	16	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	55

Concio: **C06e**

				Sfrutt.	Verifica
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	5.99 kN/cm ²	< 31.90 kN/cm ²	18.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-26.01 kN/cm ²	< 31.90 kN/cm ²	81.5%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	5.74 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	17.0%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-25.09 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	74.2%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	25.40 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	75.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.97 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	5.8%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	7.47 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	38.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-7.48 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	38.3%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	8.40 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	43.1%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-8.41 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	43.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	7.47 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	38.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-7.48 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	38.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	22.35 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	66.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	1.79 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	5.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	21.98 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	65.0%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-6.01 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	17.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	22.90 kN/cm ²	< 31.90 kN/cm ²	71.8%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-6.26 kN/cm ²	< 31.90 kN/cm ²	19.6%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinergo	A	60 di 116
		 DVA D_VisionArchitecture		Data 06/10/2023	

Concio: **C07e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	55
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	16	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	55

Concio: **C07e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	5.07 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	15.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-26.12 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	81.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	4.87 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	14.4%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-25.20 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	74.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	25.39 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	75.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	2.19 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	6.5%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	7.39 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	37.9%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-7.40 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	37.9%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	8.32 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.6%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-8.33 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	42.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	7.39 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	37.9%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-7.40 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	37.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	22.29 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	65.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	0.06 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	0.2%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	22.07 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	65.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-8.43 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	24.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	22.99 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	72.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-8.64 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	27.1%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA ENERGIA VALORI AMBIENTE	 sinergo	A	61 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C08e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	22	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	50

Concio: **C08e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	21.03 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	65.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-16.11 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	50.5%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	20.26 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	59.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-15.53 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	45.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	23.24 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.12 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	8.14 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	41.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-8.14 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	41.7%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	9.58 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	49.1%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-9.59 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	49.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	8.14 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	41.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-8.14 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	41.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	26.33 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	77.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	1.14 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.4%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	15.65 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	46.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-23.73 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	70.2%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	16.24 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	50.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-24.50 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	76.8%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA s.r.l. ENERGIA VALORI AMBIENTE	 sinergo	A	62 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **C09e**

Altezza trave	mm	2750	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	80
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	26	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	1200	80

Concio: **C09e**

				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	24.74 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	77.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-1.35 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	4.2%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	23.29 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-1.26 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	27.53 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	81.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.75 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	5.2%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	8.91 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-8.92 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.7%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	10.20 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	52.3%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-10.21 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	52.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	8.91 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.7%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-8.92 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	45.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	29.60 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	87.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	1.77 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	5.2%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	1.42 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	4.2%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-25.70 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	76.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	1.50 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	4.7%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-27.15 kN/cm ²	<	31.90 kN/cm ²	85.1%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	63 di 116
		Data 06/10/2023	

10.2 Verifiche di instabilità dei pannelli d'anima

In questo paragrafo vengono presentate le verifiche di stabilità dei pannelli d'anima, condotte secondo quanto previsto dall'allegato B dell'Eurocodice 3 parte 1-5 con il **metodo delle tensioni ridotte**.

Per calcolare il moltiplicatore critico (α_{cr}) è stato utilizzato un programma agli elementi finiti (EBPlate).

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{id,Ed}} \quad \lambda_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

$$\varphi_p = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0,34(2,75 - 0,70) + 2,75 \right]$$

$$\rho = \frac{1}{\varphi_p + \sqrt{\varphi_p^2 - \bar{\lambda}_p^2}}$$

Nel caso in cui il coefficiente ρ risulti pari a 1, la verifica di stabilità non è necessaria.

Si precisa 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) dei pannelli d'anima della trave è sempre minore di un termine funzione della lunghezza (L) della campata considerata.

Qui sotto si riportano per esteso le verifiche dei pannelli più significativi, uno per ciascuno spessore utilizzato nel (16-20-22-26 mm)

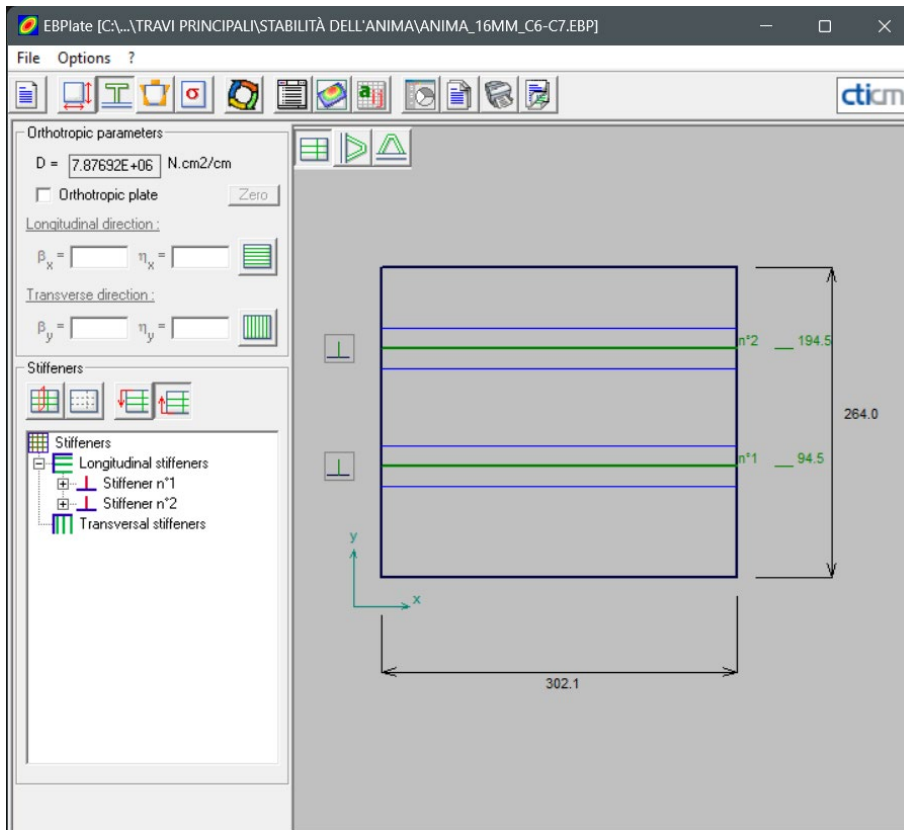
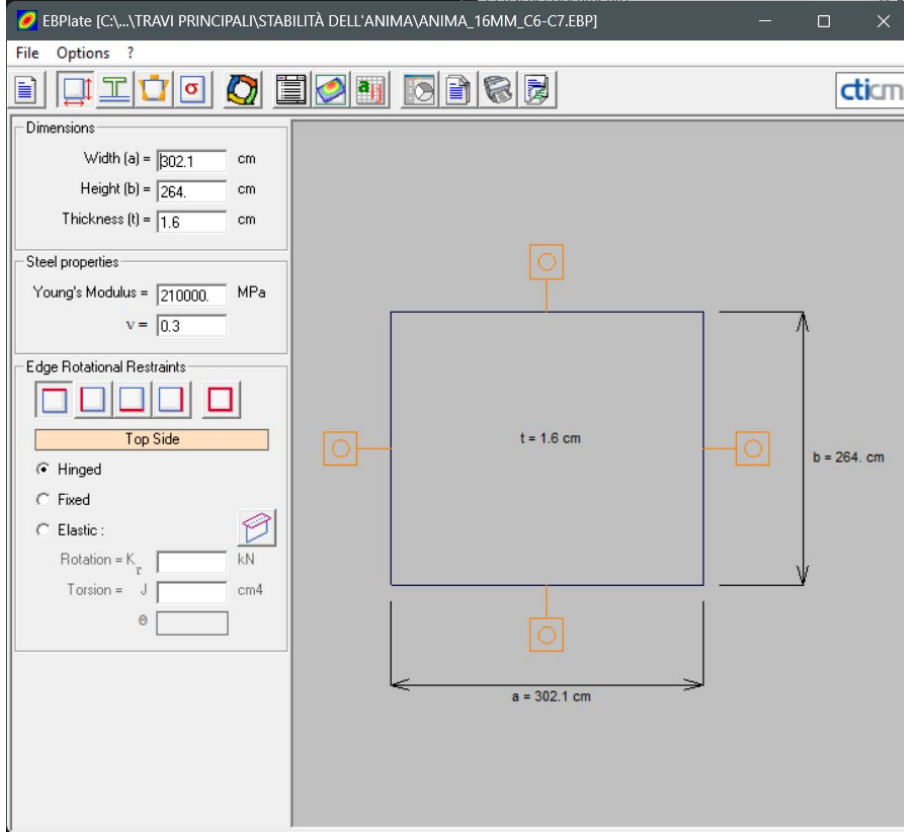
La disposizione degli irrigidimenti verticali coincide con la scansione dei traversi.

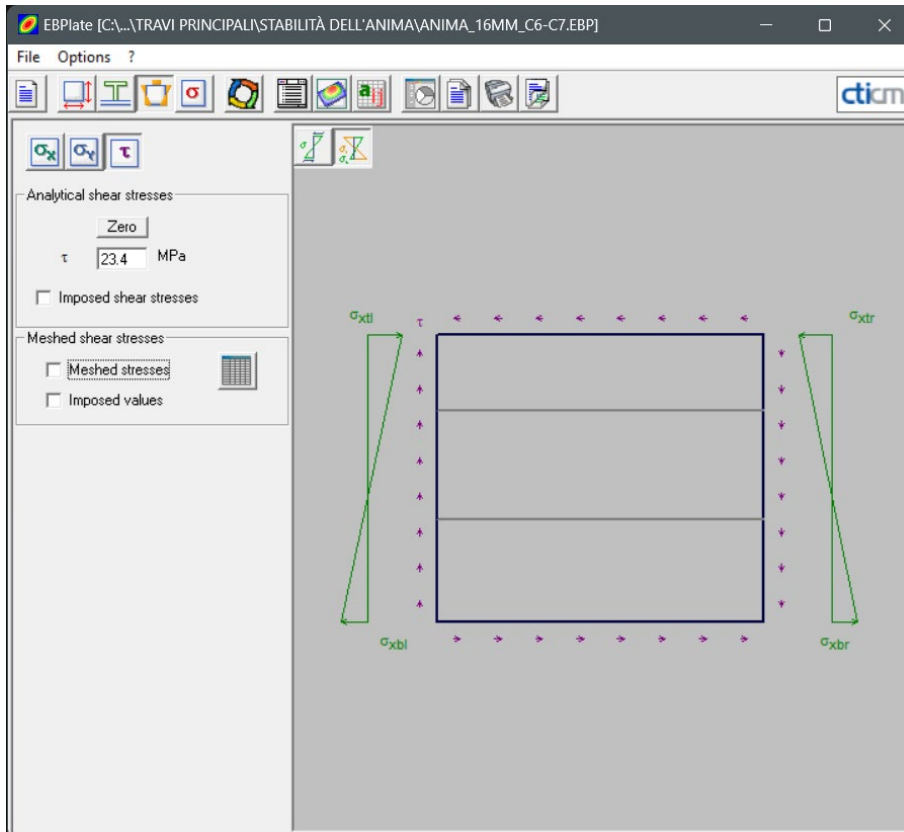
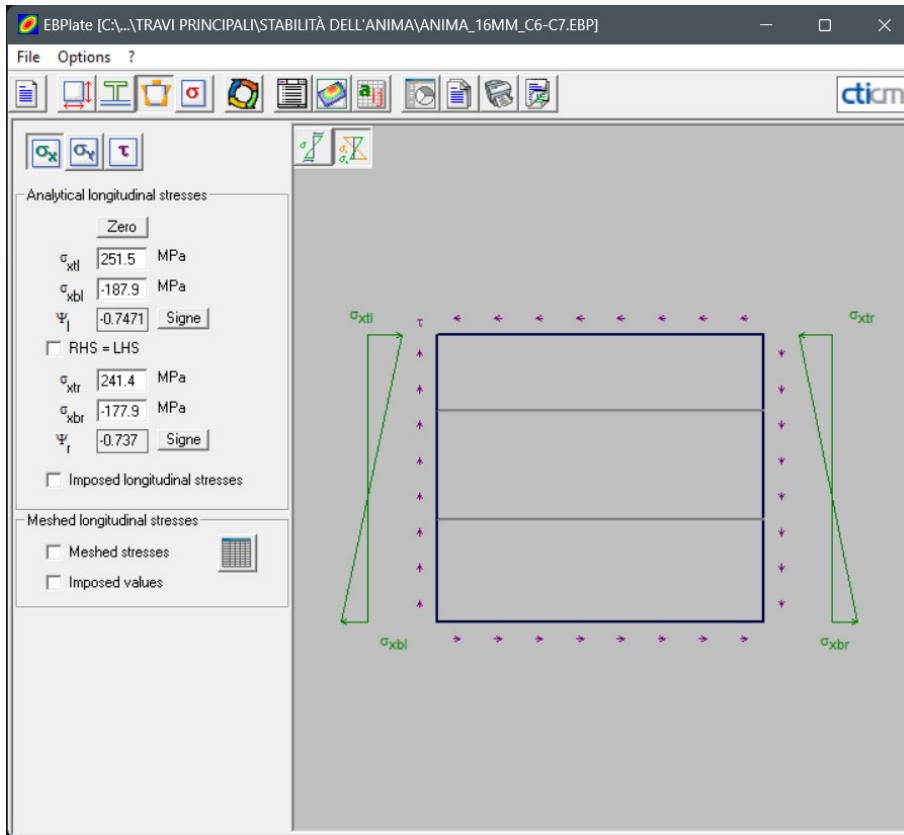
Per gli irrigidimenti longitudinali, si prevede:

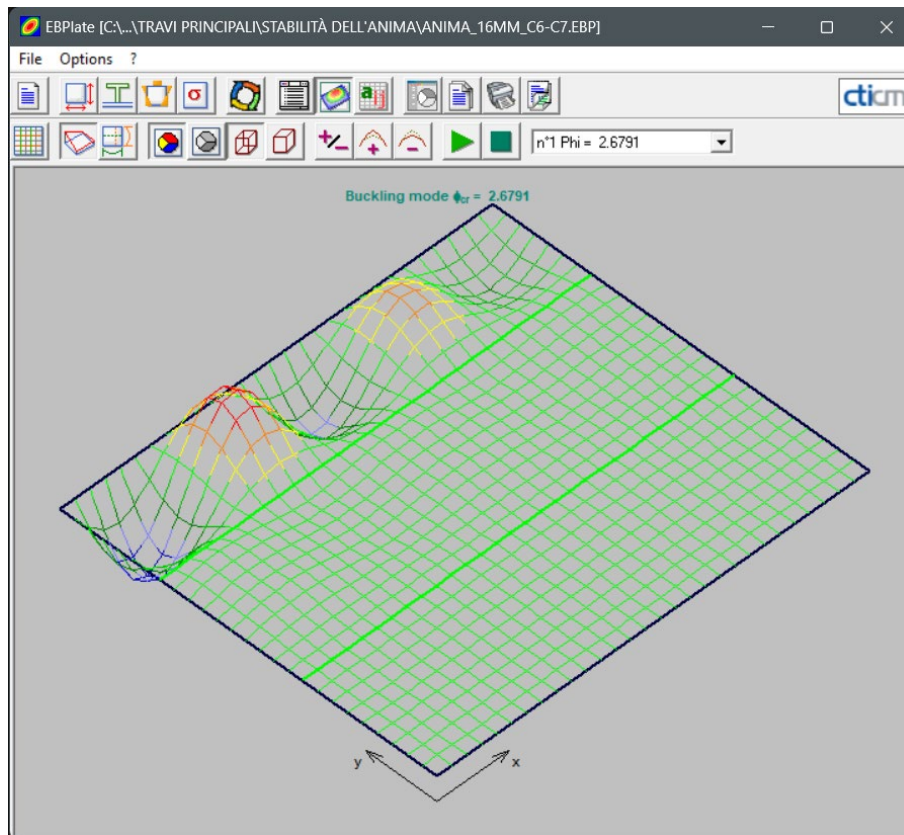
- Irrigidente longitudinale continuo ad 1m dal lembo inferiore della trave – sezione a piatto 300*30mm
- Irrigidente longitudinale a tratti a 75cm dal lembo superiore della trave – sezione a piatto 250*22mm

Il secondo irrigidente è necessario per i soli conci di campata (C02, C03, C06, C07), per la disposizione nel dettaglio si faccia riferimento agli elaborati grafici.

10.2.1 Instabilità anima 16mm







Pannello Anima 16 mm (Concio 6/7)

$f_y = 35.5$ kN/cm² Tensione di snervamento

$\tau_{max} = 1.95$ kN/cm² Massima tau

$\sigma_{max} = -25.15$ kN/cm² Massima tensione di compressione

$\sigma_{id} = 25.38$ kN/cm²

$\alpha_{ult,k} = 1.40$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza

$\alpha_{cr} = 2.68$ Minimo moltiplicatore critico

$\lambda_p = 0.72$ Snellezza adimensionale del piatto

$\gamma_{M1} = 1.10$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità

$\lambda_{p,0} = 0.70$ Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b)

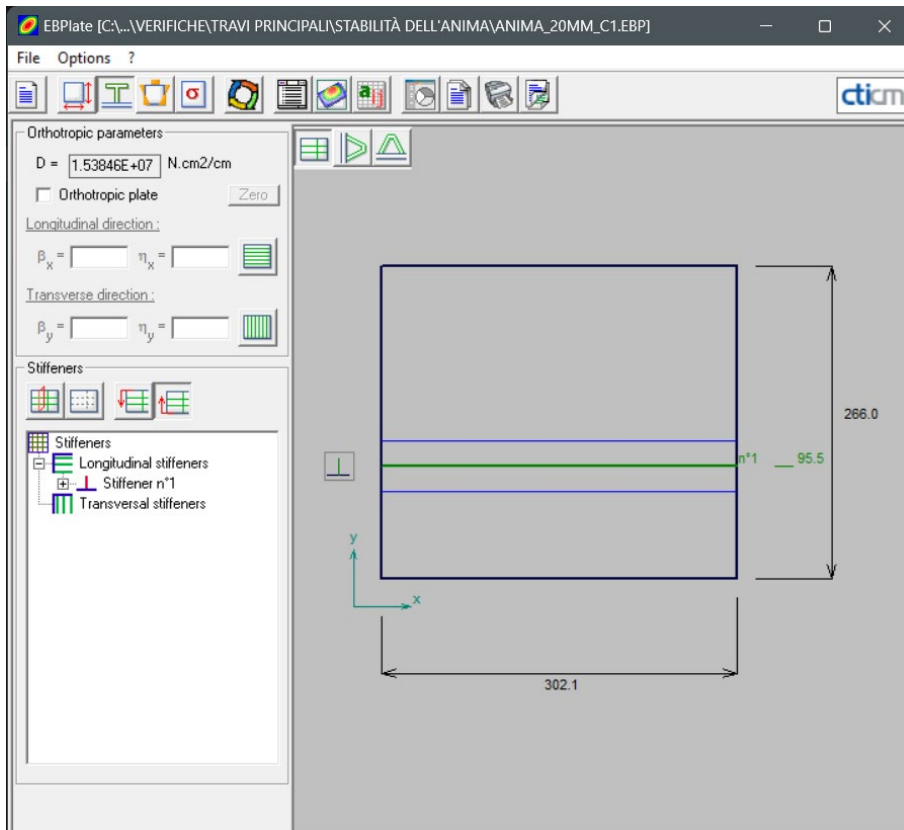
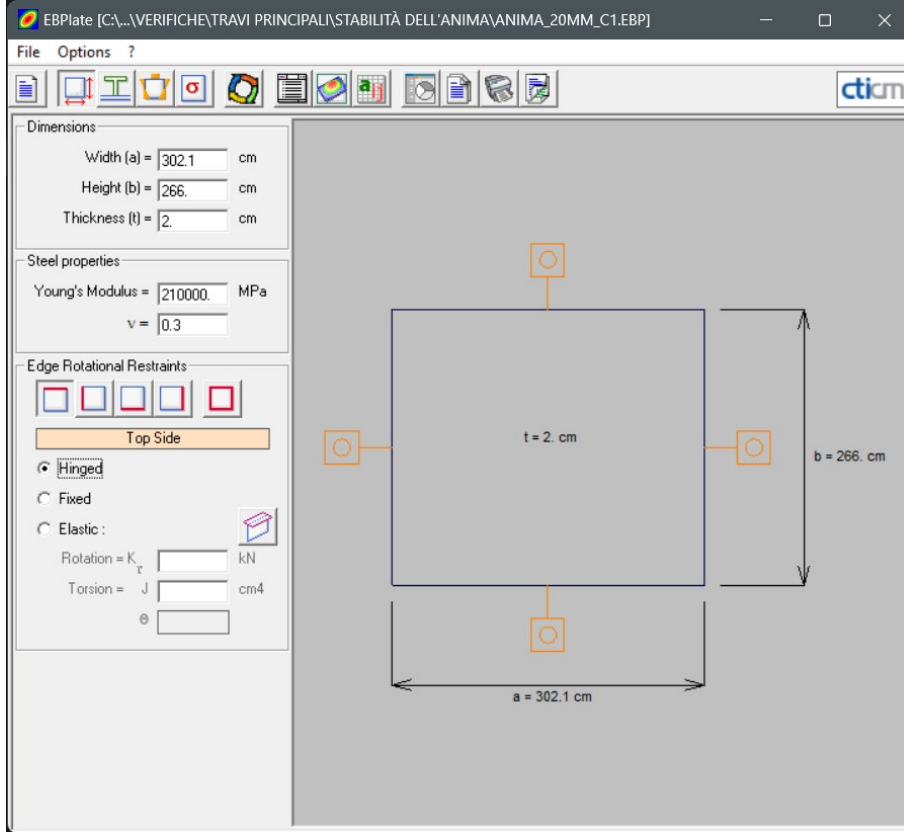
$\alpha_p = 0.34$ (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC)

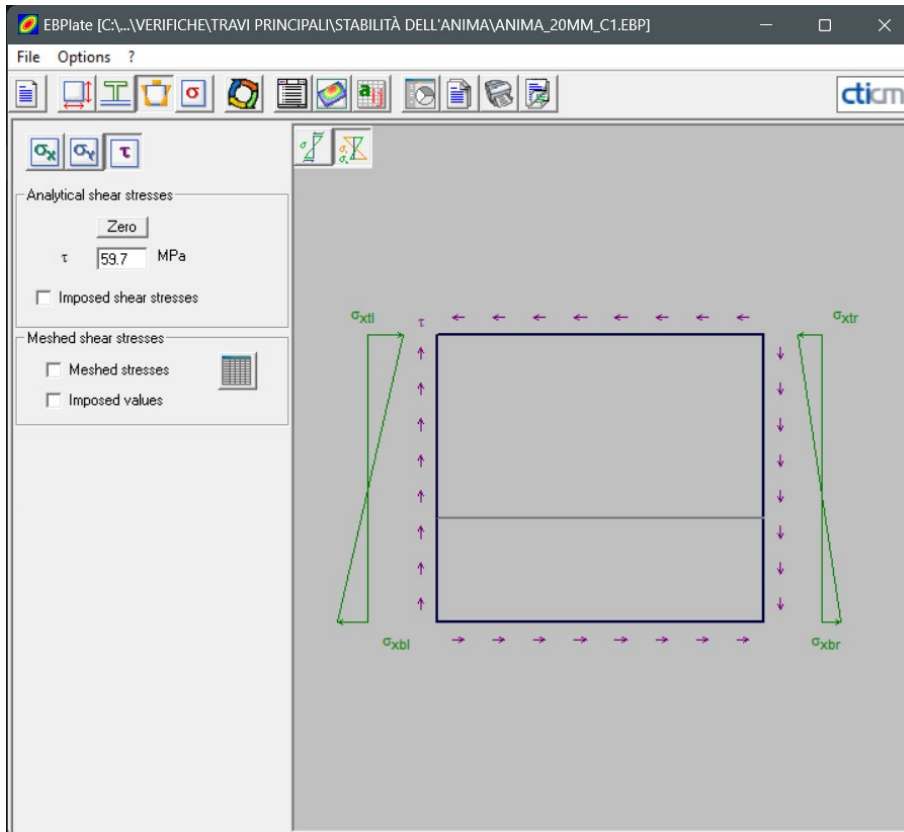
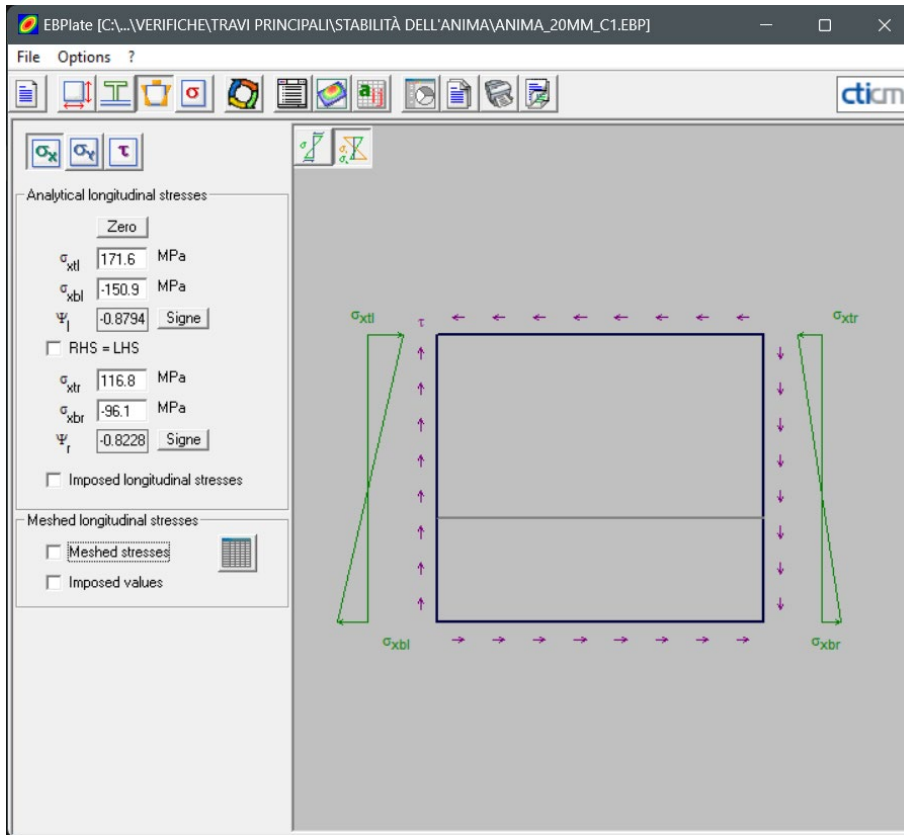
$\phi_p = 0.87$

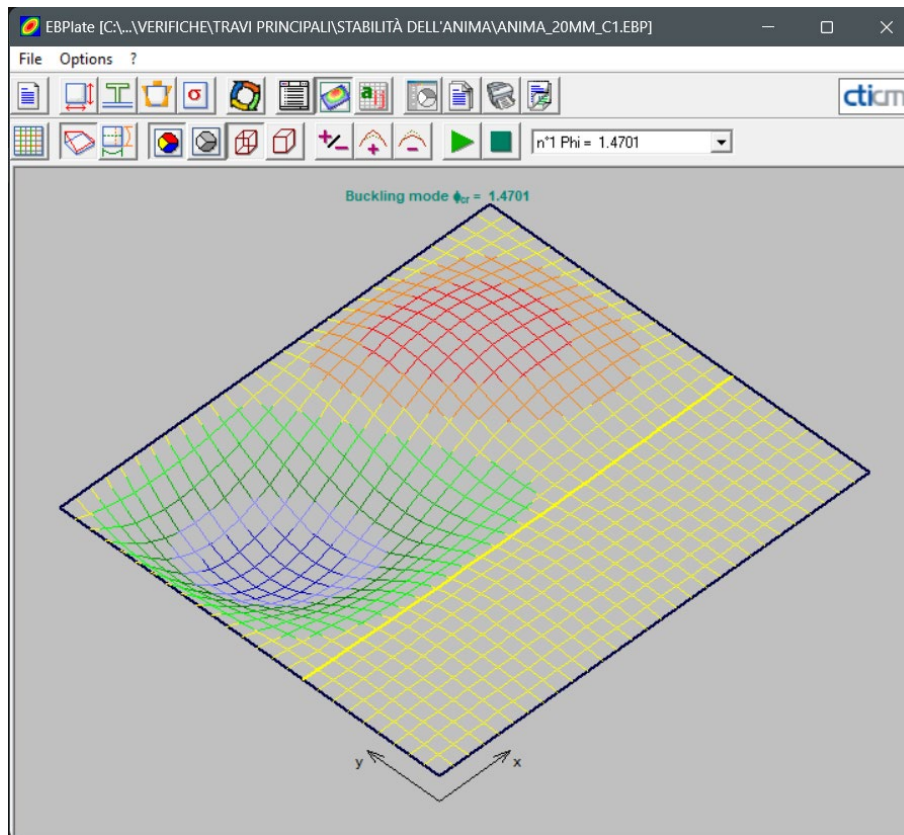
$\rho = 0.97$

Verifica **1.24** > 1 OK!

10.2.2 Instabilità anima 20mm







Pannello Anima 20 mm (Concio 1)

$f_y = 35.5$ kN/cm² Tensione di snervamento

$\tau_{max} = 4.91$ kN/cm² Massima tau

$\sigma_{max} = -17.16$ kN/cm² Massima tensione di compressione

$\sigma_{id} = 19.15$ kN/cm²

$\alpha_{ult,k} = 1.85$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza

$\alpha_{cr} = 1.47$ Minimo moltiplicatore critico

$\lambda_p = 1.12$ Snellezza adimensionale del piatto

$\gamma_{M1} = 1.10$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità

$\lambda_{p,0} = 0.70$ Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b)

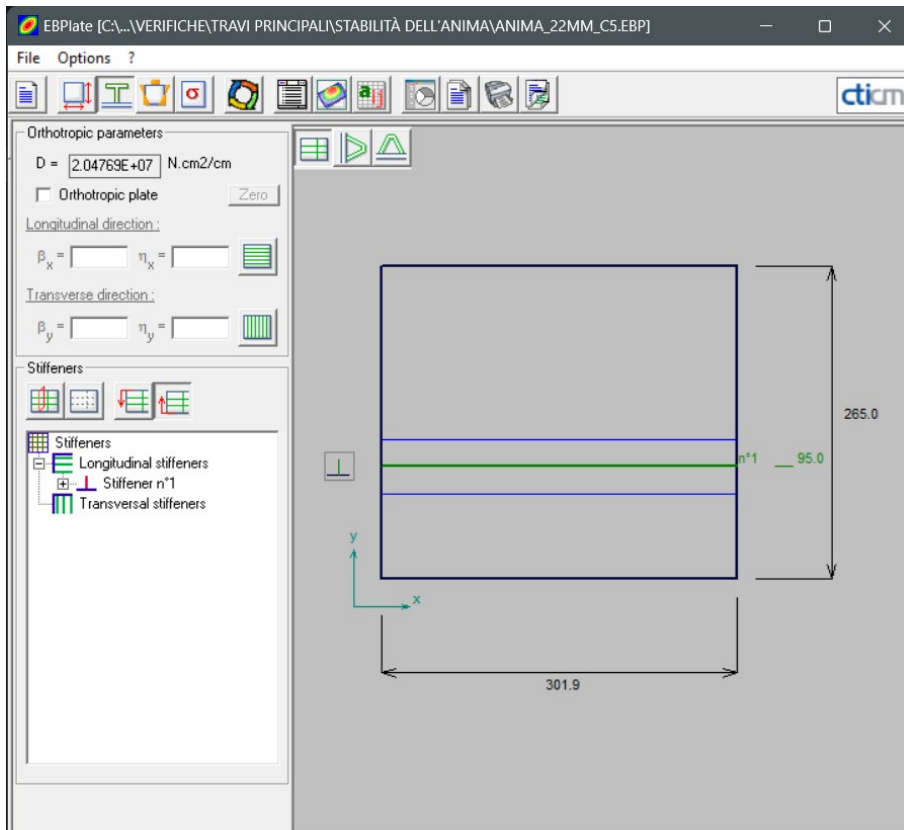
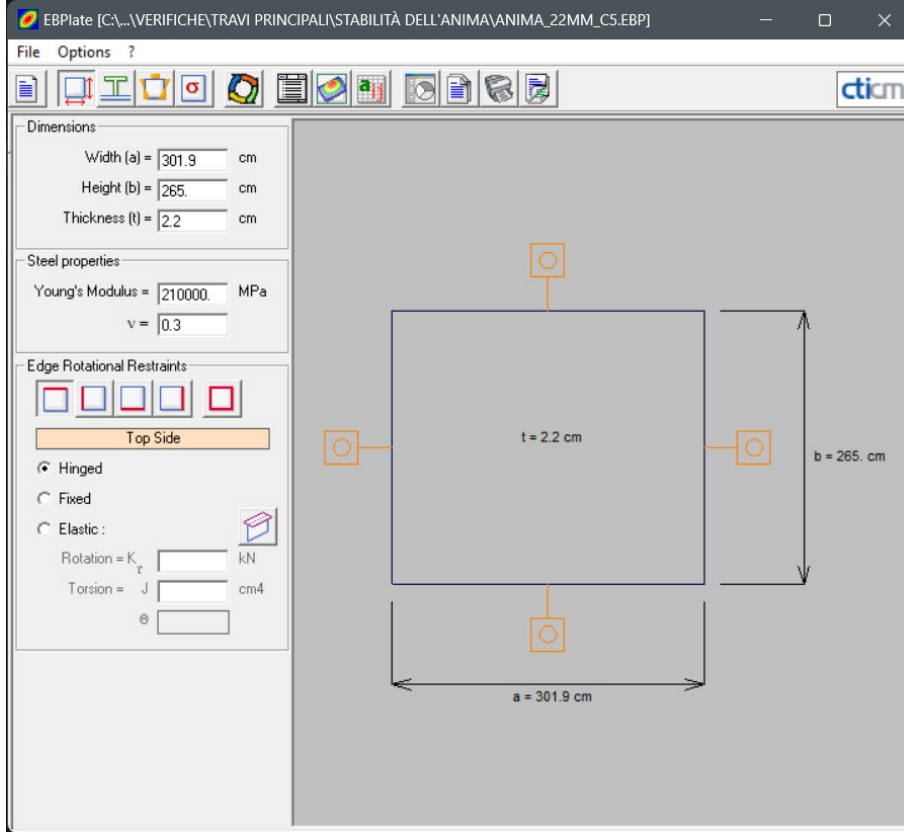
$\alpha_p = 0.34$ (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC)

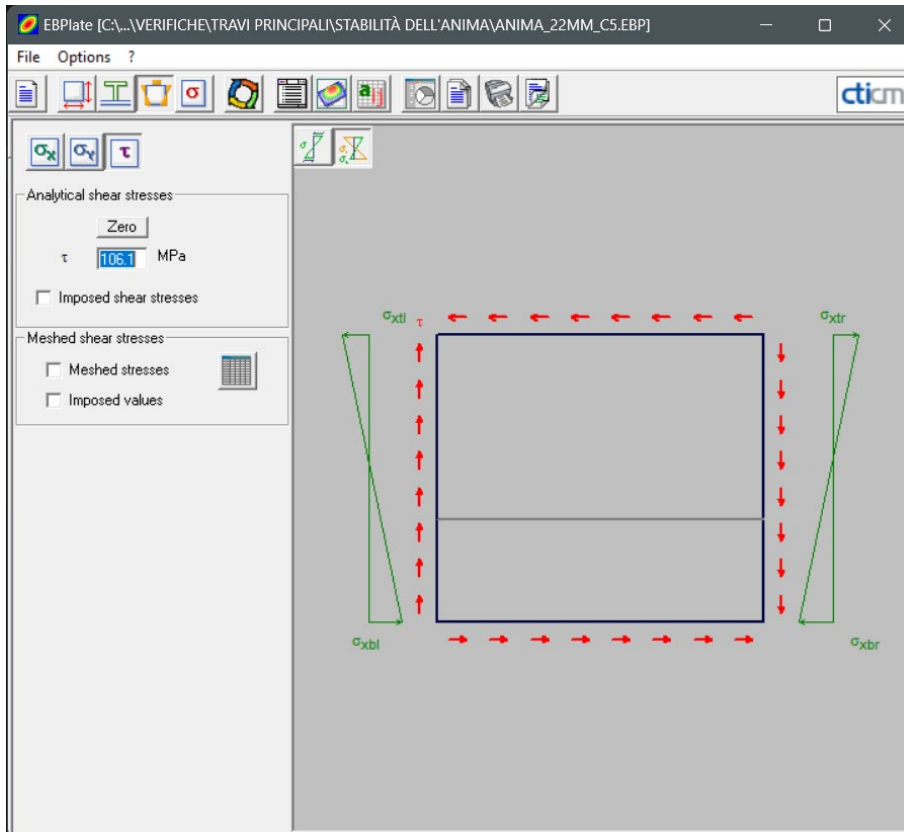
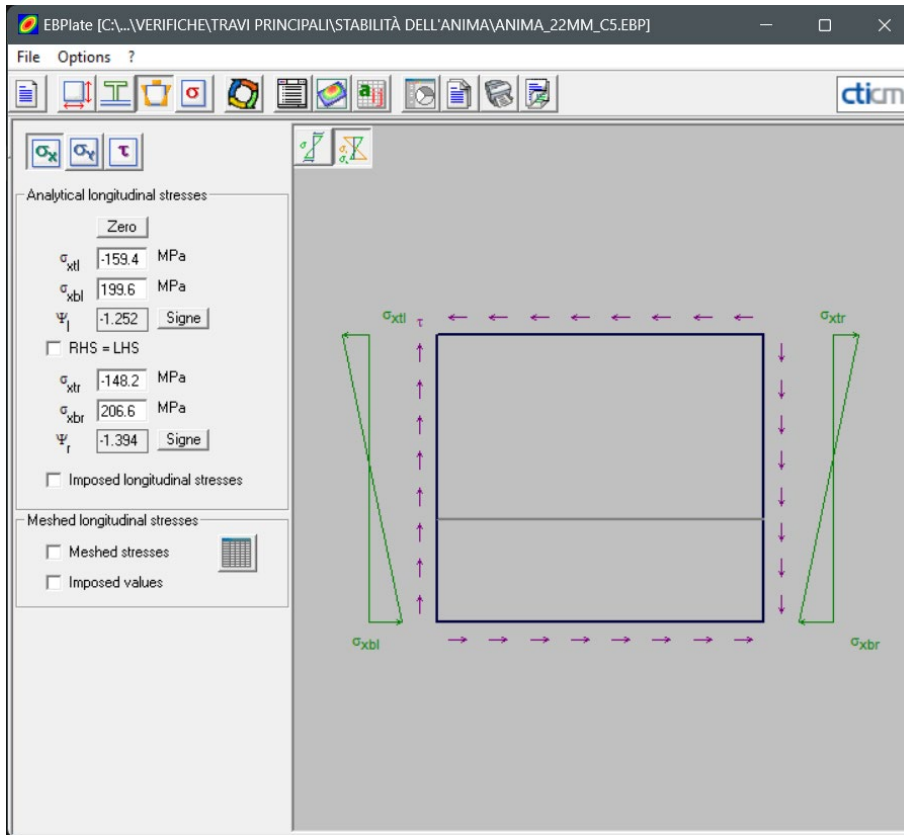
$\phi_p = 1.13$

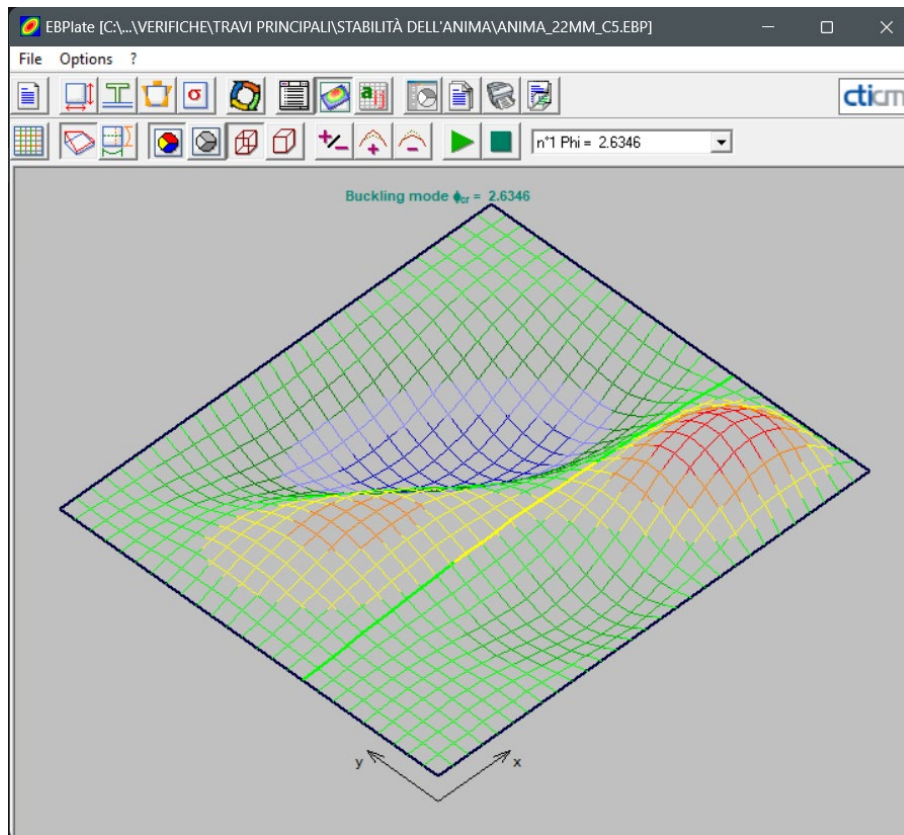
$\rho = 0.65$

Verifica **1.10** > 1 OK!

10.2.3 Instabilità anima 22mm







Pannello Anima 22 mm (Concio 5)

$f_y = 35.5$ kN/cm² Tensione di snervamento

$\tau_{max} = -9.01$ kN/cm² Massima tau

$\sigma_{max} = -22.31$ kN/cm² Massima tensione di compressione

$\sigma_{id} = 27.23$ kN/cm²

$\alpha_{ult,k} = 1.30$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza

$\alpha_{cr} = 2.63$ Minimo moltiplicatore critico

$\lambda_p = 0.70$ Snellezza adimensionale del piatto

$\gamma_{M1} = 1.10$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità

$\lambda_{p,0} = 0.70$ Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b)

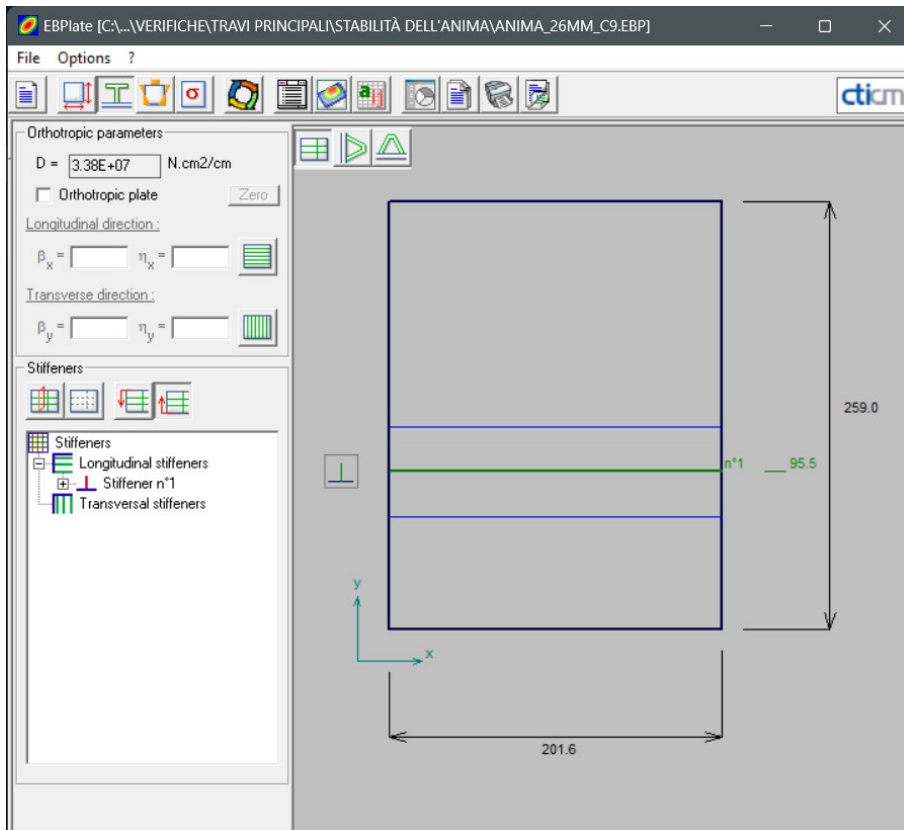
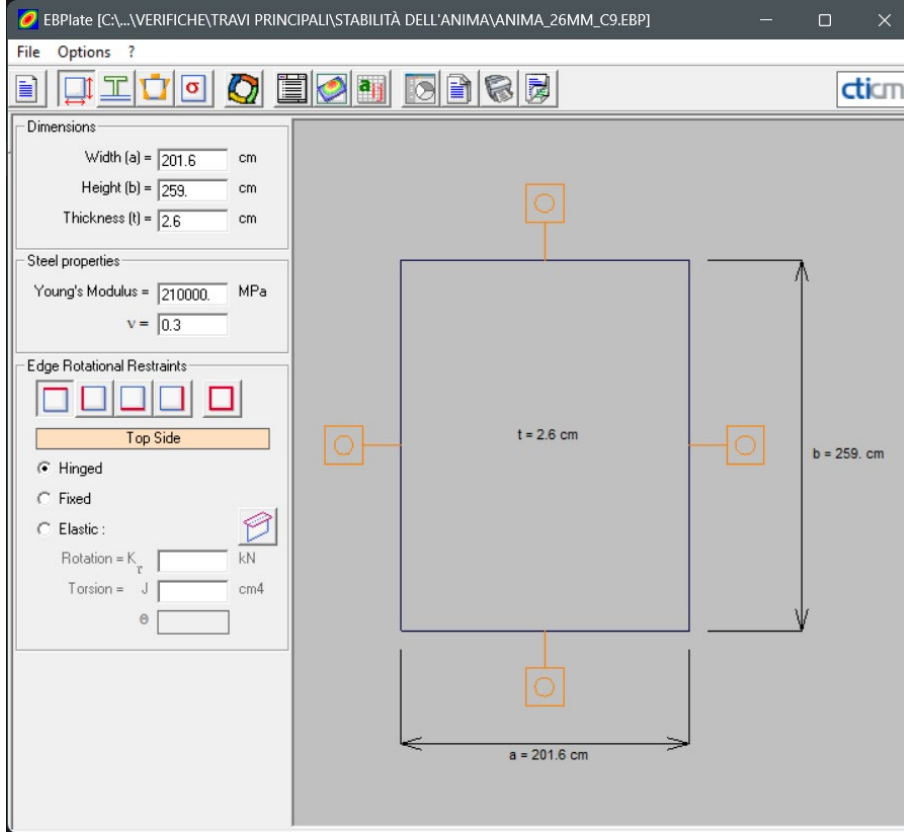
$\alpha_p = 0.34$ (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC)

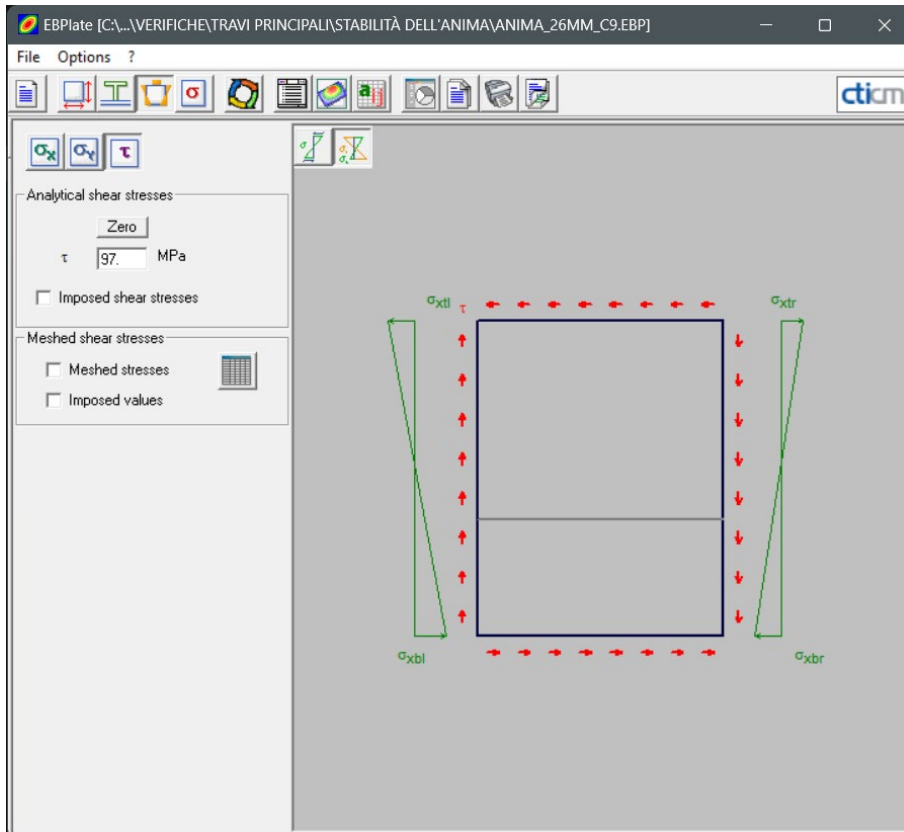
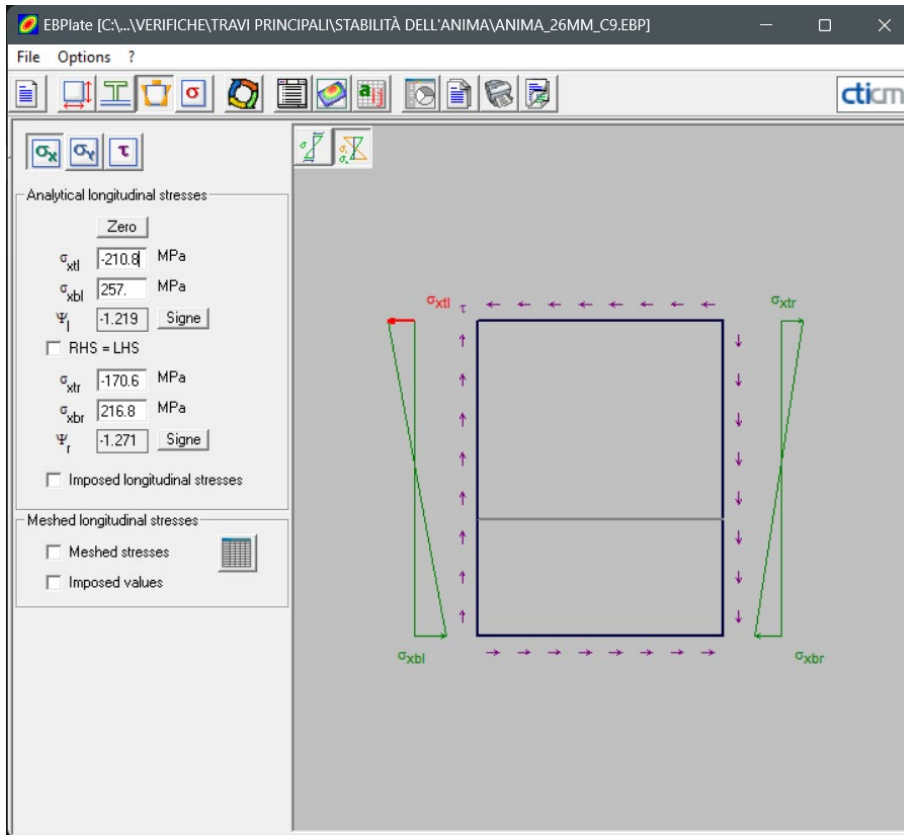
$\varphi_p = 0.85$

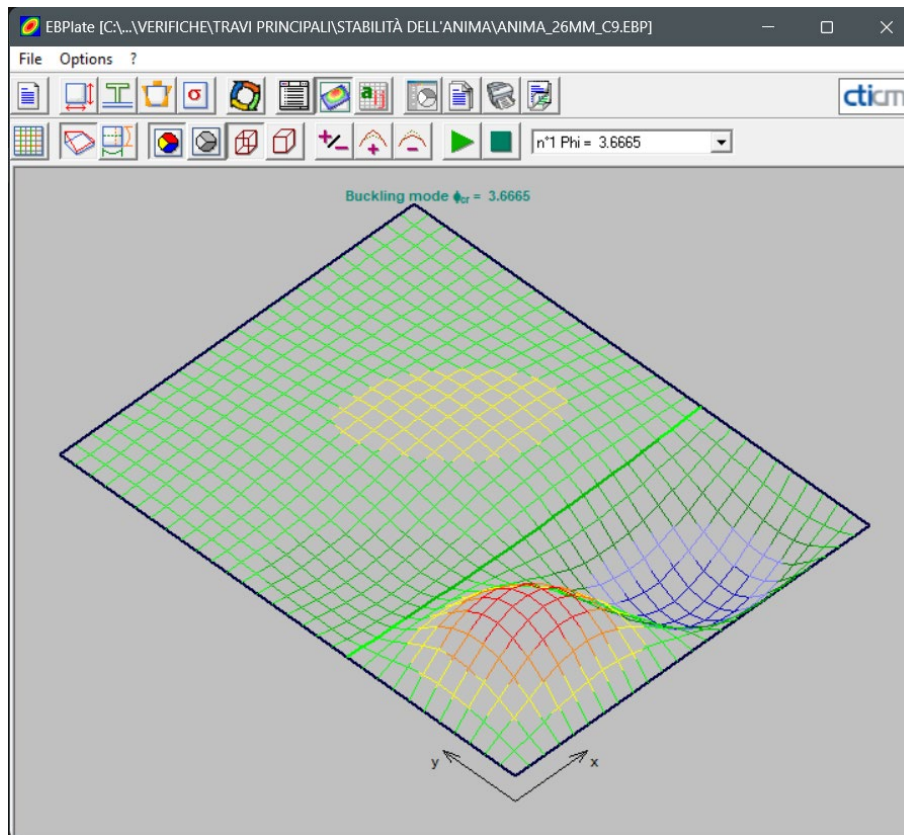
$\rho = 1.00$

Verifica **1.18** > 1 OK!

10.2.4 Instabilità anima 26mm







Pannello Anima 26 mm (Concio 9)

$f_y = 35.5$ kN/cm² Tensione di snervamento

$\tau_{max} = -8.48$ kN/cm² Massima tau

$\sigma_{max} = -25.70$ kN/cm² Massima tensione di compressione

$\sigma_{id} = 29.60$ kN/cm²

$\alpha_{ult,k} = 1.20$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza

$\alpha_{cr} = 3.66$ Minimo moltiplicatore critico

$\lambda_p = 0.57$ Snellezza adimensionale del piatto

$\gamma_{M1} = 1.10$ Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità

$\lambda_{p,0} = 0.70$ Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b)

$\alpha_p = 0.34$ (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC)

$\phi_p = 0.76$

$\rho = 1.00$

Verifica Non necessaria verifica di stabilità

10.3 Verifiche a fatica

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

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

Qui sotto si riporta dapprima il calcolo dei lambda amplificativi delle escursioni tensionali calcolate ed in seconda battuta le verifiche per i diversi conci della trave principale esterna più sollecitata.

10.3.1 Coefficienti λ per le diverse posizioni

Qui sotto il calcolo dei coefficienti λ per i conci di campata e di pila.

Calcolo coefficienti λ - Campata 44m			
Tipologia di campata	1	1 campata interna 2 sugli appoggi	
L	44		
Luce campata 1	44	m	
Luce campata 2	0	m	
<hr/>			
λ_1	2.21		
<hr/>			
λ_2	1.22		
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4	
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06		
Q_1	200	n_1	20
Q_2	310	n_2	5
Q_3	490	n_3	50
Q_4	390	n_4	15
Q_5	450	n_5	10
Q_{m1}	445.40		
<hr/>			
λ_3	0.87		
Vita utile dell'opera	50		
<hr/>			
λ_4	1.00		
<hr/>			
λ_{max}	2.00		
<hr/>			
$\lambda =$	2.00		

Calcolo coefficienti λ - Campata 55m

Tipologia di campata	1	1 campata interna 2 sugli appoggi
L	55	
Luce campata 1	55	m
Luce campata 2	0	m
<hr/>		
λ_1	2.10	
<hr/>		
λ_2	1.22	
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06	
Q_1	200	n_1 20
Q_2	310	n_2 5
Q_3	490	n_3 50
Q_4	390	n_4 15
Q_5	450	n_5 10
Q_{m1}	445.40	
<hr/>		
λ_3	0.87	
Vita utile dell'opera	50	
<hr/>		
λ_4	1.00	
<hr/>		
λ_{max}	2.00	
<hr/>		
$\lambda =$	2.00	

Calcolo coefficienti λ - Pile P1 e P3

Tipologia di campata	2	1 campata interna 2 sugli appoggi
L	49.5	
Luce campata 1	44	m
Luce campata 2	55	m
<hr/>		
λ_1	1.90	
<hr/>		
λ_2	1.22	
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06	
Q_1	200	n_1 20
Q_2	310	n_2 5
Q_3	490	n_3 50
Q_4	390	n_4 15
Q_5	450	n_5 10
Q_{m1}	445.40	
<hr/>		
λ_3	0.87	
Vita utile dell'opera	50	
<hr/>		
λ_4	1.00	
<hr/>		
λ_{max}	2.15	
<hr/>		
$\lambda =$	2.02	

Calcolo coefficienti λ - Pila P3

Tipologia di campata	2	1 campata interna 2 sugli appoggi
L	55	
Luce campata 1	55	m
Luce campata 2	55	m
<hr/>		
λ_1	1.95	
<hr/>		
λ_2	1.22	
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06	
Q_1	200	n_1 20
Q_2	310	n_2 5
Q_3	490	n_3 50
Q_4	390	n_4 15
Q_5	450	n_5 10
Q_{m1}	445.40	
<hr/>		
λ_3	0.87	
Vita utile dell'opera	50	
<hr/>		
λ_4	1.00	
<hr/>		
λ_{max}	2.25	
<hr/>		
$\lambda =$	2.08	

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	A	80 di 116
			Data	
			06/10/2023	

10.3.2 Verifica dei dettagli di fatica

PRODOTTI LAMINATI ED ESTRUSI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
-	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
C01	45	16.00	-	1.35	1.67	2.00	3.34	11.85	28%	VERIFICATO
C02	50	16.00	-	1.35	1.98	2.00	3.96	11.85	33%	VERIFICATO
C03	45	16.00	-	1.35	2.09	2.00	4.18	11.85	35%	VERIFICATO
C04	80	16.00	-	1.35	0.92	2.02	1.86	11.85	16%	VERIFICATO
C05	50	16.00	-	1.35	1.60	2.00	3.20	11.85	27%	VERIFICATO
C06	55	16.00	-	1.35	1.76	2.00	3.52	11.85	30%	VERIFICATO
C07	55	16.00	-	1.35	1.81	2.00	3.62	11.85	31%	VERIFICATO
C08	50	16.00	-	1.35	1.74	2.00	3.48	11.85	29%	VERIFICATO
C09	80	16.00	-	1.35	0.75	2.08	1.56	11.85	13%	VERIFICATO

GIUNTI SALDATI DELLE TRAVI PRINCIPALI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVE	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
C01	45	11.20	0.86	1.35	1.67	2.00	3.34	7.16	47%	VERIFICATO
C02	50	11.20	0.84	1.35	1.98	2.00	3.96	6.98	57%	VERIFICATO
C03	45	11.20	0.86	1.35	2.09	2.00	4.18	7.16	58%	VERIFICATO
C04	80	11.20	0.75	1.35	0.92	2.02	1.86	6.20	30%	VERIFICATO
C05	50	11.20	0.84	1.35	1.60	2.00	3.20	6.98	46%	VERIFICATO
C06	55	11.20	0.82	1.35	1.76	2.00	3.52	6.81	52%	VERIFICATO
C07	55	11.20	0.82	1.35	1.81	2.00	3.62	6.81	53%	VERIFICATO
C08	50	11.20	0.84	1.35	1.74	2.00	3.48	6.98	50%	VERIFICATO
C09	80	11.20	0.75	1.35	0.75	2.08	1.56	6.20	25%	VERIFICATO

ATTACCO IRRIGIDENTI TRASVERSALI SULLE PIATTABANDE										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVE	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
C01	45	8.00	0.86	1.35	1.67	2.00	3.34	5.12	65%	VERIFICATO
C02	50	8.00	0.84	1.35	1.98	2.00	3.96	4.98	79%	VERIFICATO
C03	45	8.00	0.86	1.35	2.09	2.00	4.18	5.12	82%	VERIFICATO
C04	80	8.00	0.75	1.35	0.92	2.02	1.86	4.43	42%	VERIFICATO
C05	50	8.00	0.84	1.35	1.60	2.00	3.20	4.98	64%	VERIFICATO
C06	55	8.00	0.82	1.35	1.76	2.00	3.52	4.87	72%	VERIFICATO
C07	55	8.00	0.82	1.35	1.81	2.00	3.62	4.87	74%	VERIFICATO
C08	50	8.00	0.84	1.35	1.74	2.00	3.48	4.98	70%	VERIFICATO
C09	80	8.00	0.75	1.35	0.75	2.08	1.56	4.43	35%	VERIFICATO

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	81 di 116
		Data 06/10/2023	

10.4 Verifiche a deformazione

Si riporta la verifica di deformabilità più gravosa per le travi longitudinali sotto gli effetti dei seguenti carichi verticali:

- Fase 1 = Peso proprio della carpenteria metallica + Peso proprio della soletta in c.a.;
- Fase 2 = Pesi permanenti portati;
- Fase 3 = Carichi veicolari (principali) e altri accidentali in combinazione caratteristica.

Campata : 2
Lunghezza (L) : 55000 mm

Trave Esterna - Asta 931

Fase 1: -32 mm
Fase 2: -11 mm
Ritiro: 0 mm
Somma permanenti: -43 mm = L/1280 < L/150
Fase 3: -55 mm = L/1000 < L/500

Gli abbassamenti massimi in campata sono dell'ordine di circa 1/1280 della luce per i carichi quasi permanenti e di circa 1/1000 della luce per i carichi accidentali: 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.

NODO	POSIZIONE	CONTROMONTA [mm]
900	SpA	0
906	C1-C2	40
911	C2-C3	45
916	C3-C4	0
919	Pila 1	0
921	C4-C5	0
926	C5-C6	40
931	C6-C7	55
936	C7-C8	45
940	C8-C9	0
906	Pila 2	0
946	C8-C9	0
950	C7-C8	45
955	C6-C7	55
960	C5-C6	40
965	C4-C5	0
967	Pila 2	0
970	C3-C4	0
975	C2-C3	45
980	C1-C2	40
985	SpB	0

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETIEM ENERGIA TERRITORIO AMBIENTE s.r.l.	sinèrgo	A 82 di 116
			Data 06/10/2023	

11 VERIFICHE DEI TRAVERSI DI APPOGGIO

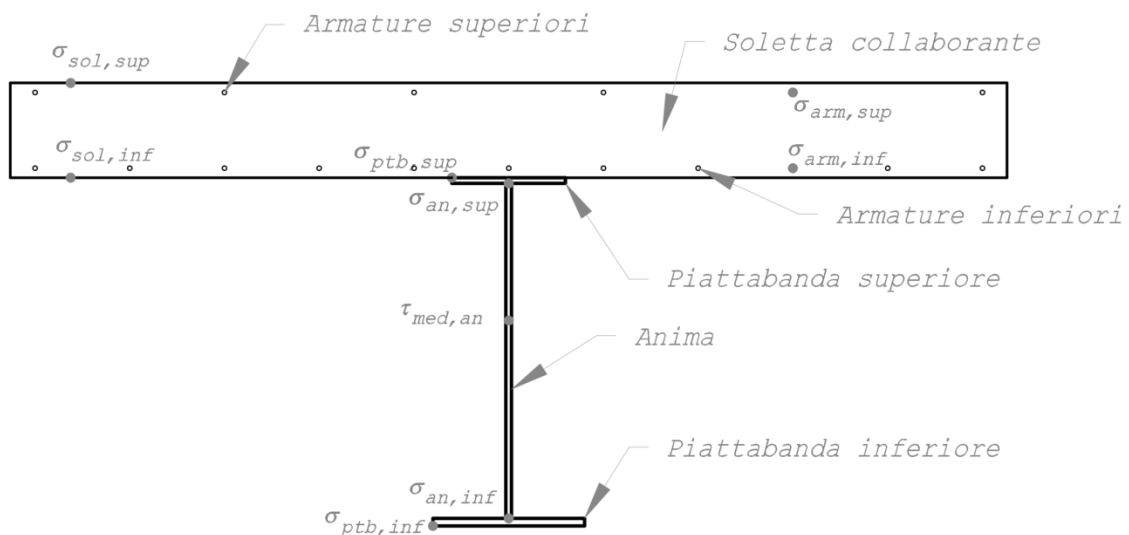
Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

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

11.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate in formato riassuntivo, riportando i massimi tensionali in ciascun concio della trave, in ciascuno dei punti significativi qui sotto. In questo modo è possibile cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale sia per le sollecitazioni taglianti che per quelle flettenti.

In questa fase si precisano tutti 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

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi: i valori di tensione e dei tassi di sfruttamento sono i peggiori tra quelli riscontrati tra i vari elementi verificati:

- 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 ($\emptyset 20/10$).

Qui sotto le verifiche di tutti i punti indicati sopra. Si noti che sono state definite due sezioni differenti:

- T_{app-A} = sezione resistente in solo acciaio in prossimità delle travi dove non è presente il contributo della soletta
- T_{app-M} = sezione resistente mista nella porzione centrale del traverso

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	 sinèrgo	 D_VA DVisionArchitecture	A
				Data	
				06/10/2023	

Concio: **Tapp-A**

Altezza trave	mm	1000	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	800	40
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	22	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	800	40

Concio: **Tapp-A**

,sup,SLU,max	=	3.59 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	10.6%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-12.27 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	36.3%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	3.34 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	9.9%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-11.54 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	34.1%	Soddisfatta
n,sup,SLU,max	=	12.43 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	36.8%	Soddisfatta
n,sup,SLU,min	=	0.55 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	1.6%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	2.95 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	15.1%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-3.55 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	18.2%	Soddisfatta
l,an,SLU,max	=	3.37 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	17.3%	Soddisfatta
l,an,SLU,min	=	-4.07 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	20.8%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	2.95 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	15.1%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-3.55 kN/cm2	<	19.52 kN/cm2	18.2%	Soddisfatta
n,inf,SLU,max	=	7.30 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	21.6%	Soddisfatta
n,inf,SLU,min	=	0.58 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	1.7%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	5.24 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	15.5%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-2.41 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	7.1%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	5.97 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	17.7%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-2.66 kN/cm2	<	33.81 kN/cm2	7.9%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 D\VisionArchitecture	A	84 di 116
				Data	
				06/10/2023	

Concio: **Tapp-M**

Soletta (larghezza / spessore)	cm	200	28
Armatura sup. (Φ / Passo / Distanza da lembo sup.)	mm/cm/cm	20	10 6
Armatura inf. (Φ / Passo / Distanza da lembo sup.)	mm/cm/cm	20	10 21.8
Distanza tra intradosso soletta ed estradosso trave	cm	2	
Altezza trave	mm	1000	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	800	40
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	22	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	800	40

Concio: Tapp-M				Sfrutt.	Verifica
,sup,SLU,max	=	0.00 MPa	< 21.17 MPa	0.0%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-7.30 MPa	< 21.17 MPa	34.5%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	31.73 MPa	< 391.30 MPa	8.1%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-70.78 MPa	< 391.30 MPa	18.1%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	25.40 MPa	< 391.30 MPa	6.5%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-50.46 MPa	< 391.30 MPa	12.9%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	0.00 MPa	< 21.17 MPa	0.0%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-2.63 MPa	< 21.17 MPa	12.4%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	1.39 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	4.1%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-7.98 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	23.6%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	1.28 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	3.8%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-7.19 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	21.3%	Soddisfatta
n,sup,SLU,max	=	9.11 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	26.9%	Soddisfatta
n,sup,SLU,min	=	0.45 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	1.3%	Soddisfatta
,sup,SLU,max	=	4.16 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	21.3%	Soddisfatta
,sup,SLU,min	=	-3.51 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	18.0%	Soddisfatta
d,an,SLU,max	=	4.85 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	24.9%	Soddisfatta
d,an,SLU,min	=	-4.04 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	20.7%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	3.68 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	18.9%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-3.26 kN/cm2	< 19.52 kN/cm2	16.7%	Soddisfatta
n,inf,SLU,max	=	11.85 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	35.0%	Soddisfatta
n,inf,SLU,min	=	0.25 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	0.7%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	11.65 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	34.5%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	-1.19 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	3.5%	Soddisfatta
,inf,SLU,max	=	12.45 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	36.8%	Soddisfatta
,inf,SLU,min	=	-1.30 kN/cm2	< 33.81 kN/cm2	3.9%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA	 sinèrgo	A	85 di 116
			 D_VA DVisionArchitecture	Data 06/10/2023	

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 $\varnothing 22$ ed altezza totale 210 mm, disposti come segue:

- Da inizio traverso a +4.00 m: n.4 $\varnothing 22/20$ Resistenza allo scorrimento 2190 kN
- Da +4.00 m alla mezzeria: n.4 $\varnothing 22/30$ Resistenza allo scorrimento 1460 kN

I massimi scorrimenti calcolati al SLU sono:

- Da inizio traverso a +4.00 m: 2108 kN < 2190 kN Verificato (sfrutt. 96%)
- Da +4.00 m alla mezzeria: 736 kN < 1460 kN Verificato (sfrutt. 50%)

11.3 Verifiche di instabilità dell'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 diseuguaglianza 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:

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

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	A	86 di 116
	 sinèrgo	 D_VA DVisionArchitecture	Data 06/10/2023	

11.4 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 trasverso/soletta (pioli).

Qui sotto si riporta dapprima il calcolo dei lambda amplificativi delle escursioni tensionali calcolate ed in seconda battuta le verifiche per i diversi concetti della trave principale esterna più sollecitata.

11.4.1 Coefficienti λ per le diverse posizioni

Qui sotto il calcolo dei coefficienti λ .

Calcolo coefficienti λ - Traversi			
Tipologia di campata	1	1 campata interna 2 sugli appoggi	
L	15		
Luce campata 1	15	m	
Luce campata 2	0	m	
<hr/>			
λ_1	2.50		
<hr/>			
λ_2	1.22		
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4	
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06		
Q_1	200	n_1	20
Q_2	310	n_2	5
Q_3	490	n_3	50
Q_4	390	n_4	15
Q_5	450	n_5	10
Q_{m1}	445.40		
<hr/>			
λ_3	0.87		
Vita utile dell'opera	50		
<hr/>			
λ_4	1.00		
<hr/>			
λ_{max}	2.33		
<hr/>			
$\lambda =$	2.33		

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE						REV.	FOGLIO	
	MANDATARIA 		MANDANTI   				A	87 di 116	
								Data 06/10/2023	

11.4.2 Verifica dei dettagli di fatica

PRODOTTI LAMINATI ED ESTRUSI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_c$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_c / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Appoggio	40	16.00	-	1.35	1.14	2.33	2.66	11.85	22%	VERIFICATO

GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_c$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_c / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Appoggio	40	11.20	0.89	1.35	1.14	2.33	2.66	7.38	36%	VERIFICATO

CONNESSIONI PIOLI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_c$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_c / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Appoggio	40	8.00	0.89	1.35	0.18	2.33	0.42	5.27	8%	VERIFICATO

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETIEM ENERGIA VERDE/PA AMBIENTE	sinèrgo	VA D_VisionArchitecture
				Data 06/10/2023

12 VERIFICHE DEI TRAVERSI INTERMEDI

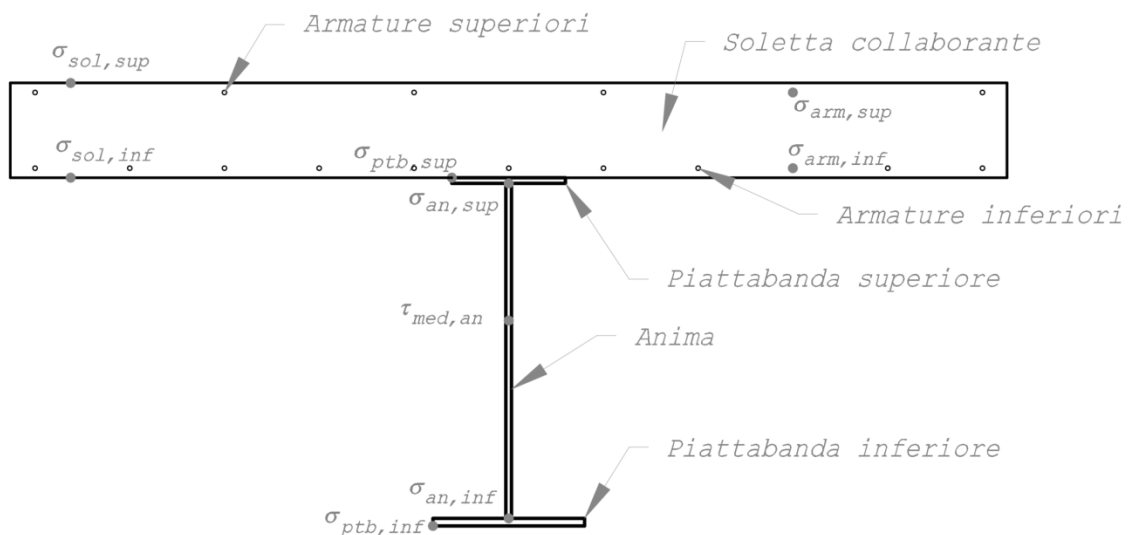
Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche delle travi longitudinali in termini di:

- 5) Resistenza degli elementi in acciaio (comprensiva degli effetti di instabilità) e della soletta in c.a.;
- 6) Elementi di connessione trasverso/soletta (pioli);
- 7) Instabilità dei pannelli d'anima;
- 8) Fatica.

12.1 Verifiche di resistenza

Per una lettura immediata e completa, le verifiche di resistenza vengono presentate in formato riassuntivo, riportando i massimi tensionali in ciascun concio della trave, in ciascuno dei punti significativi qui sotto. In questo modo è possibile cogliere lungo tutto lo sviluppo dell'elemento il massimo tasso di sfruttamento del materiale sia per le sollecitazioni taglianti che per quelle flettenti.

In questa fase si precisano tutti 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

Si precisa che il post-processing viene effettuato su tutti i traversi: i valori di tensione e dei tassi di sfruttamento sono i peggiori tra quelli riscontrati tra i vari elementi verificati:

- 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).

Qui sotto le verifiche di tutti i punti indicati sopra. Si noti che sono state definite due sezioni differenti:

- T_{I-A} = sezione resistente in solo acciaio in prossimità delle travi dove non è presente il contributo della soletta
- T_{I-M} = sezione resistente mista nella porzione centrale del traverso

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	89 di 116
			Data	
			06/10/2023	

Concio: **TI-A**

Altezza trave	mm	1000	
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	600	30
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Spessore anima	mm	20	
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	600	30

Concio: TI-A				Sfrutt.	Verifica
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	6.80 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	20.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-19.30 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	57.1%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	6.39 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	18.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-18.44 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	54.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	18.73 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	55.4%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	3.47 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	10.3%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	5.37 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	27.5%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-6.36 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	32.6%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	6.45 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	33.0%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-7.63 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	39.1%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	5.37 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	27.5%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-6.36 kN/cm ²	< 19.52 kN/cm ²	32.6%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	12.62 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	37.3%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	3.47 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	10.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	8.44 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	25.0%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-6.39 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	18.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	9.30 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	27.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-6.80 kN/cm ²	< 33.81 kN/cm ²	20.1%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA s.r.l. ENERGIA VALORI AMBIENTE	 sinergo	A	90 di 116
				Data 06/10/2023	

Concio: **TI-M**

Soletta (larghezza / spessore)	cm	300	28	
Armatura sup. (Φ / Passo / Distanza da lembo sup.)	mm/cm/cm	20	10	6
Armatura inf. (Φ / Passo / Distanza da lembo sup.)	mm/cm/cm	20	10	21.8
Distanza tra intradosso soletta ed estradosso trave	cm	2		
Altezza trave	mm	1000		
Piattabanda superiore (Larghezza / spessore)	mm	600	30	
Raddoppio superiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0	
Spessore anima	mm	20		
Raddoppio inferiore (Larghezza / spessore)	mm	0	0	
Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore)	mm	600	30	

Concio: TI-M				Sfrutt.	Verifica	
$\sigma_{sol, sup, SLU, max}$	=	0.00 MPa	<	21.17 MPa	0.0%	Soddisfatta
$\sigma_{sol, sup, SLU, min}$	=	-6.91 MPa	<	21.17 MPa	32.7%	Soddisfatta
$\sigma_{arm, sup, SLU, max}$	=	30.53 MPa	<	391.30 MPa	7.8%	Soddisfatta
$\sigma_{arm, sup, SLU, min}$	=	-90.34 MPa	<	391.30 MPa	23.1%	Soddisfatta
$\sigma_{arm, inf, SLU, max}$	=	22.08 MPa	<	391.30 MPa	5.6%	Soddisfatta
$\sigma_{arm, inf, SLU, min}$	=	-55.18 MPa	<	391.30 MPa	14.1%	Soddisfatta
$\sigma_{sol, inf, SLU, max}$	=	0.00 MPa	<	21.17 MPa	0.0%	Soddisfatta
$\sigma_{sol, inf, SLU, min}$	=	-0.83 MPa	<	21.17 MPa	3.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$	=	1.06 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$	=	-9.11 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	26.9%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, max}$	=	0.94 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	2.8%	Soddisfatta
$\sigma_{an, sup, SLU, min}$	=	-8.11 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	24.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$	=	12.85 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	38.0%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$	=	1.03 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	3.0%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, max}$	=	5.58 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	28.6%	Soddisfatta
$\tau_{an, sup, SLU, min}$	=	-6.62 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	33.9%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, max}$	=	6.43 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	32.9%	Soddisfatta
$\tau_{med, an, SLU, min}$	=	-7.61 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	39.0%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, max}$	=	4.56 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	23.4%	Soddisfatta
$\tau_{an, inf, SLU, min}$	=	-5.37 kN/cm ²	<	19.52 kN/cm ²	27.5%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$	=	23.05 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.2%	Soddisfatta
$\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$	=	2.14 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	6.3%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, max}$	=	22.99 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	68.0%	Soddisfatta
$\sigma_{an, inf, SLU, min}$	=	-2.75 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	8.1%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$	=	23.98 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	70.9%	Soddisfatta
$\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$	=	-2.87 kN/cm ²	<	33.81 kN/cm ²	8.5%	Soddisfatta

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIVA s.r.l. ENERGIA VALORI AMBIENTE	 sinèrgo	A	91 di 116
			 D-Vision D Vision Architecture	Data 06/10/2023	

12.2 Disposizione dei pioli

Sulla base della trattazione esposta nel paragrafo 5.2.5 si procede al dimensionamento dei pioli di connessione trasverso/soletta. In particolare, si sceglie di utilizzare pioli tipo Nelson con gambo di diametro $\varnothing 22$ ed altezza totale 210 mm, disposti come segue:

- Da inizio trasverso a +2.50 m: n.3 $\varnothing 22/10$ Resistenza allo scorrimento 3284 kN
- Da +2.50 m a +5.50 m: n.3 $\varnothing 22/20$ Resistenza allo scorrimento 1642 kN
- Da +5.50 m alla mezzeria: n.3 $\varnothing 22/30$ Resistenza allo scorrimento 1095 kN

I massimi scorrimenti calcolati al SLU sono:

- Da inizio trasverso a +2.50 m: 2473 kN < 3284 kN Verificato (sfrutt. 75%)
- Da +2.50 m a +5.50 m: 1103 kN < 1642 kN Verificato (sfrutt. 67%)
- Da +5.50 m alla mezzeria: 637 kN < 1095 kN Verificato (sfrutt. 58%)

12.3 Verifiche di instabilità dell'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:

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

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITVIA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	A	92 di 116
	 sinèrgo	 D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

12.4 Verifiche a fatica

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

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

Qui sotto si riporta dapprima il calcolo dei lambda amplificativi delle escursioni tensionali calcolate ed in seconda battuta le verifiche per i diversi conci della trave principale esterna più sollecitata.

12.4.1 Coefficienti λ per le diverse posizioni

Qui sotto il calcolo dei coefficienti λ .

Calcolo coefficienti λ - Traversi			
Tipologia di campata	1	1 campata interna 2 sugli appoggi	
L	15		
Luce campata 1	15	m	
Luce campata 2	0	m	
<hr/>			
λ_1	2.50		
<hr/>			
λ_2	1.22		
Categoria di traffico	1	1, 2, 3, 4	
Flusso annuo di veicoli	2.000E+06		
Q_1	200	n_1	20
Q_2	310	n_2	5
Q_3	490	n_3	50
Q_4	390	n_4	15
Q_5	450	n_5	10
Q_{m1}	445.40		
<hr/>			
λ_3	0.87		
Vita utile dell'opera	50		
<hr/>			
λ_4	1.00		
<hr/>			
λ_{max}	2.33		
<hr/>			
$\lambda =$	2.33		

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE						REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 		MANDANTI   				A	93 di 116
Data								
06/10/2023								

12.4.2 Verifica dei dettagli di fatica

PRODOTTI LAMINATI ED ESTRUSI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Intermedio	40	16.00	-	1.35	1.78	2.33	4.15	11.85	35%	VERIFICATO

GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Intermedio	40	11.20	0.89	1.35	1.78	2.33	4.15	7.38	56%	VERIFICATO

CONNESSIONI PIOLI										
ELEMENTO	t_{max}	$\Delta\sigma_C$	k_s	Y_{mf}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{Ed}$	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / Y_{mf}$	sfrutt.	ESITO
TRAVERSO	[mm]	kN/cm ²	-	-	kN/cm ²	-	kN/cm ²	kN/cm ²	-	-
Intermedio	40	8.00	0.89	1.35	0.04	2.33	0.09	5.27	2%	VERIFICATO

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	REV.	FOGLIO
				A	94 di 116
				Data	
				06/10/2023	

13 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:

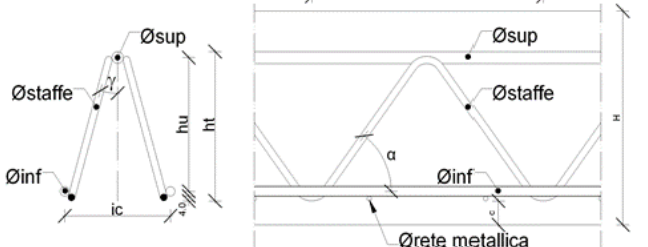
- Fase di costruzione: verifica delle coppelle autoportanti in cls;
- Fase di esercizio: verifica della soletta in c.a.

13.1 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	PROGETTAZIONE	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	REV.	FOGLIO
				A	95 di 116
				Data	
				06/10/2023	

$\beta_{sup,agg}$ (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
$L_{o,sup,agg} = \beta_{sup,agg} L'_{0,sup,agg}$	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
$L_{staffa} = \beta_{staffa} L'_{0,staffa}$	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
	λ_{corr}	80.0		λ_{corr}	1.179
				$N_{cr,corr}$	152.61 kN
				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
	λ_{agg}	0.0		λ_{agg}	0.000
				$N_{cr,agg}$	0.00 kN
				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
	λ_{staff}	112.4		λ_{staff}	1.721
				$N_{cr,staff}$	24.73 kN
				X_{staff}	0.252
				ϕ_{staff}	2.354
$S_{Ed} = (V L_{staffa} / (2 h_w))$	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_{sd} = Momento agente	0.23	kNm/m		$\mu = M_{sd}/bd^2 f_{cd}$	0.0406
$A_{rete,calc}$	36.369	mm ² /m		$\omega = \mu (1+\mu)$	0.0422
$A_{rete,disp}$	188.50	mm ² /m	> $A_{rete,calc}$		

13.2 Verifiche in fase di esercizio

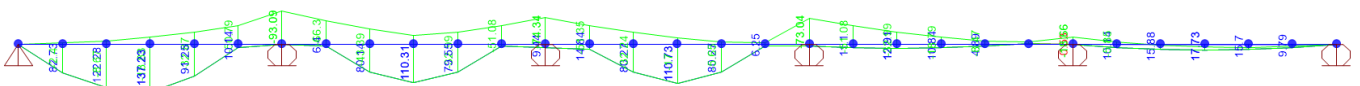
Nel presente paragrafo si effettuano le verifiche della soletta nella direzione dell'asse dell'impalcato, al fine di dimensionare l'armatura lenta in quella direzione: allo scopo si utilizzano le sollecitazioni derivanti dall'analisi del modello di calcolo locale della soletta descritto nel paragrafo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

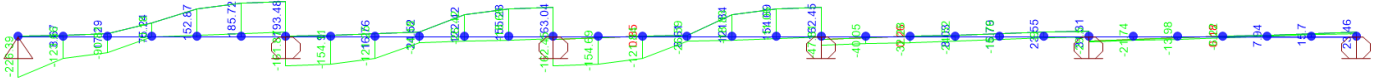
Le verifiche delle sezioni in c.a. vengono effettuate col programma di calcolo "STS VERIFICHE SL NTC2008" e con fogli di calcolo autoprodotti.

13.2.1 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica

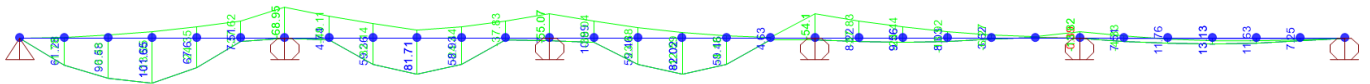
Di seguito vengono riportate le sollecitazioni massime e minime utilizzate per le verifiche delle sezioni di soletta: la non simmetria delle sollecitazioni è dovuta al fatto che, per semplicità, si sono posizionati i carichi accidentali solo nella parte sinistra del modello (sfruttando la simmetria nello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



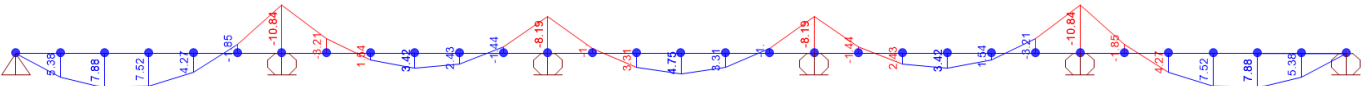
Involuppo dei momenti flettenti a SLU



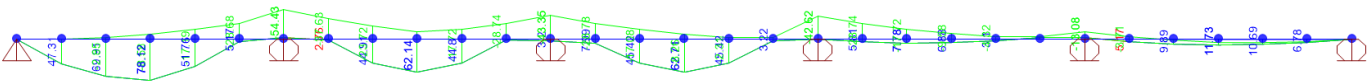
Inviluppo delle azioni taglianti a SLU



Inviluppo dei momenti flettenti a SLE (comb. Caratteristica)



Inviluppo dei momenti flettenti a SLE (comb. Frequente)



Inviluppo 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

13.2.2 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 -

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

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 ϕ 16 mm posizionati a 9.0 cm da intradosso

5 ϕ 16 mm posizionati a 24.0 cm da intradosso

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	97 di 116
		Data 06/10/2023	

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

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 34625.5 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 45.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)

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/mm ²)
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm ²)

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	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	98 di 116
		Data 06/10/2023	

13.2.3 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 $\varnothing 10/30$.

13.2.4 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 -

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

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	99 di 116
		Data	
		06/10/2023	

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)

Trazione massima nell'acciaio = 22.21 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	100 di 116
		Data	
		06/10/2023	

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)

13.2.5 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:

$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 6.06$
 $k_1 = 0.6/0.4$ (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**

altezza sezione h = 30.00 (cm)
 distanza bar. armatura tesa da lembo comp. d = 24.00 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    EITRIZIA s.r.l. D.VisionArchitecture	A	101 di 116
			Data 06/10/2023	

area armatura tesa	$A_s = 1005.31 \text{ (mm}^2\text{)}$
distanza asse neutro da lembo compresso	$X = 7.62 \text{ (cm)}$
altezza tirante teso	$h_{c,eff} = 7.46 \text{ (cm)} \quad (<(h-Y)/3, <h/2)$
area tirante teso	$A_{c,eff} = 746.09 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (\text{tirante teso ad estradosso sezione})$
densità di armatura in zona tesa	$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.01347$
ricoprimento armature tese	$c = 5.20 \text{ (cm)}$
diametro (equivalente) armature	$\phi_{eq} = 16.00 \text{ (mm)}$
tensione armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_s = 237.89 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
deformazione media unitaria barre breve - lunga durata)	$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00067969 - 0.00067969 \text{ (carichi di}$
distanza massima fra le fessure	$\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 378.67 \text{ (mm ; } \varepsilon_1 = 0.001548, \varepsilon_2 = 0.000000, k_2 = 0.50)$
ampiezza teorica delle fessure	$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.257 - 0.257 \text{ (mm ; carichi di breve - lunga durata)}$

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

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

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

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

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI		A	102 di 116
				Data 06/10/2023	

14 DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

14.1 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 7.14.5 e 7.14.6).

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 redistribuire le forze impulsive orizzontali in maniera uguale su tutte sottostrutture.

	SA	P1	P2	P3	SB
Trave A	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.
Trave B	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.	IS.EL.

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 SLC, per il dimensionamento dei dispositivi dissipativi di isolamento, ed allo SLV per il dimensionamento dei varchi e dei giunti.

14.1.1 Carichi sugli appoggi

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

Essendo gli isolatori uguali al di sotto delle due travi, i valori sono definiti univocamente per ciascun allineamento di pila o spalla.

		VALORI DI TARGA ASSUNTI											
		VALORI STATICI A SLE			VALORI STATICI A SLU			VALORI SISMICI A SLV (Upper Bound)			VALORI SISMICI A SLC (Upper Bound)		
Tipo App.		FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]
SA	Isolatore	3590	230	110	4950	320	160	2160	940	630	2260	1060	730
P1	Isolatore	9910	160	320	13720	220	480	7260	860	830	7560	990	960
P2	Isolatore	10030	110	330	13870	140	500	7210	800	950	7490	920	1090
P3	Isolatore	9910	160	320	13720	220	480	7260	860	830	7560	990	960
SB	Isolatore	3590	230	110	4950	320	160	2160	940	630	2260	1060	730

LEGENDA:

- FV Azione in direzione verticale
- FL Azione in direzione longitudinale
- FT Azione in direzione trasversale

Si noti che le forze sismiche sugli isolatori elastomerici sono state calcolate tenendo conto delle incertezze sulla effettiva rigidezza dei dispositivi e della variabilità nel tempo delle loro caratteristiche.

In particolare, per il calcolo delle azioni orizzontali, si è tenuto conto di una rigidezza incrementata del 45% rispetto al valore nominale ($K_{nom}=4.40\text{kN/mm}$). Quindi si utilizza $K_{UB}=6.38\text{kN/mm}$.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
			A	103 di 116
			Data 06/10/2023	

14.1.2 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 198 m, al di sotto dei limiti di norma, ma presenta una disomogeneità nella qualità dei terreni di fondazione 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:

- a) 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 all'unica tipologia di terreno di fondazione peggiore tra quelle rilevate mediante le indagini geognostiche al di sotto di questa opera.
- 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):
 - o Insieme A: spostamenti relativi delle sottostrutture da un elemento di riferimento che viene convenzionalmente posto sulla spalla più distante dalla pila considerata (come indicato negli eurocodici);
 - o 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.

Qui sotto il calcolo dei suddetti effetti sia per il sisma SLV che per quello SLC.

INSIEME A - SLV											
Sott.	Tipo terr.	L_i [m]	L_g [m]	a_g/g [-]	S_S [-]	S_T [-]	T_C [-]	T_D [-]	d_g [m]	ϵ_r [-]	d_{ri} [m]
SA	B	198	500	0.221	1.19	1	0.423	2.485	0.068	1.92E-04	0.038
P1	B	154	500	0.221	1.19	1	0.423	2.485	0.068	1.92E-04	0.030
P2	B	99	500	0.221	1.19	1	0.423	2.485	0.068	1.92E-04	0.019
P3	E	154	500	0.221	1.421	1	0.561	2.485	0.107	3.04E-04	0.047
SB	B	198	500	0.221	1.19	1	0.423	2.485	0.068	1.92E-04	0.038

INSIEME B - SLV					
Sott.	Tipo terr.	$L_{av,i}$ [m]	ϵ_r [-]	β_r [-]	Δd_i [m]
SA	B	44	1.92E-04	0.5	0.004
P1	B	49.5	1.92E-04	0.5	0.005
P2	B	55	1.92E-04	1	0.011
P3	E	49.5	3.04E-04	1	0.015
SB	B	44	1.92E-04	1	0.008

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIZIA s.r.l. ENERGIA VALORI AMBIENTE		A	104 di 116
		 sinèrgo INGEGNERIA	 VA D VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

INSIEME A - SLC											
Sott.	Tipo terr.	L_i [m]	L_g [m]	a_g/g [-]	S_S [-]	S_T [-]	T_C [-]	T_D [-]	d_g [m]	ϵ_r [-]	d_i [m]
SA	B	198	500	0.276	1.134	1	0.436	2.703	0.090	2.56E-04	0.051
P1	B	154	500	0.276	1.134	1	0.436	2.703	0.090	2.56E-04	0.039
P2	B	99	500	0.276	1.134	1	0.436	2.703	0.090	2.56E-04	0.025
P3	E	154	500	0.276	1.269	1	0.574	2.703	0.133	3.77E-04	0.058
SB	B	198	500	0.276	1.134	1	0.436	2.703	0.090	2.56E-04	0.051

INSIEME B - SLC					
Sott.	Tipo terr.	$L_{av,i}$ [m]	ϵ_r [-]	β_r [-]	Δd_i [m]
SA	B	44	2.56E-04	0.5	0.006
P1	B	49.5	2.56E-04	0.5	0.006
P2	B	55	2.56E-04	1	0.014
P3	E	49.5	3.77E-04	1	0.019
SB	B	44	2.56E-04	1	0.011

Il calcolo del valore finale di spostamento da applicare agli isolatori risulta pertanto dalla somma degli spostamenti (in valore assoluto) dovuti agli effetti della variabilità sismica e dell'analisi dinamica lineare del ponte.

In particolare, per gli spostamenti longitudinali si tiene conto del "INSIEME A" mentre per quelli trasversali del "INSIEME B".

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI	  	A	105 di 116
				Data	
				06/10/2023	

14.1.3 Spostamenti sugli appoggi

In particolare, per il massimo valore di escursione degli isolatori, è stato utilizzato il massimo spostamento a Stato Limite Ultimo ricavabile dalle seguenti combinazioni:

- Combo TEMPERATURA: valore dello spostamento dovuto all'azione variabile primaria della temperatura ($\gamma_F=1.50$) a cui vengono sommati i contributi del traffico ($\gamma_F=1.35 \times 0.75$), nella condizione peggiore tra Gruppo1, Gruppo2a e Gruppo2b, e del vento ($\gamma_F=1.50 \times 0.60$).
- Combo TRAFFICO: valore dello spostamento dovuto all'azione variabile primaria del traffico ($\gamma_F=1.35$), nella condizione peggiore tra Gruppo1, Gruppo2a e Gruppo2b, a cui viene sommato il contributo dovuto all'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.60$) e quello del vento ($\gamma_F=1.50 \times 0.60$).
- Combo VENTO: valore dello spostamento dovuto all'azione variabile primaria del vento ($\gamma_F=1.50$) a cui vengono sommati i contributi del traffico ($\gamma_F=1.35 \times 0.75$), nella condizione peggiore tra Gruppo1, Gruppo2a e Gruppo2b, e della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.60$).
- Combo SLV: valore dello spostamento dovuto all'azione primaria sismica SLV ($\gamma_F=1.00$) e degli effetti della variabilità del moto sismico sopra calcolati, a cui viene sommato il contributo dovuto all'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.50$).
- Combo SLC: valore dello spostamento dovuto all'azione primaria sismica SLC ($\gamma_F=1.00$) e degli effetti della variabilità del moto sismico sopra calcolati, a cui viene sommato il contributo dovuto all'azione variabile secondaria della temperatura ($\gamma_F=1.50 \times 0.50$).

Sott.	Direzione	TERMICA [mm]	TRAFFICO [mm]	VENTO [mm]	SLV (LB) [mm]	SLC (LB) [mm]	TOT [mm]
SA	X - long.	± 50	± 70	± 40	± 220	± 255	± 255
	Y - trasv.	± 60	± 60	± 90	± 150	± 175	± 175
P1	X - long.	± 30	± 55	± 25	± 205	± 240	± 240
	Y - trasv.	± 65	± 65	± 105	± 180	± 205	± 205
P2	X - long.	± 5	± 40	± 5	± 185	± 220	± 220
	Y - trasv.	± 70	± 70	± 110	± 200	± 230	± 230
P3	X - long.	± 30	± 55	± 25	± 225	± 260	± 240
	Y - trasv.	± 65	± 65	± 105	± 190	± 220	± 205
SB	X - long.	± 50	± 70	± 40	± 220	± 255	± 255
	Y - trasv.	± 60	± 60	± 90	± 155	± 180	± 175

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

Si noti inoltre che, gli spostamenti sismici sugli isolatori elastomerici sono stati calcolati tenendo conto delle incertezze sulla effettiva rigidezza dei dispositivi e della variabilità nel tempo delle loro caratteristiche.

In particolare, per il calcolo delle azioni orizzontali, si è tenuto conto di una rigidezza ridotta del 20% rispetto al valore nominale ($K_{nom}=4.40\text{kN/mm}$). Quindi si utilizza $K_{LB}=3.52\text{kN/mm}$.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	106 di 116
		Data	
		06/10/2023	

14.2 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 degli isolatori elastomerici a cui vengono sommati gli spostamenti dovuti alle concomitanti rotazioni dell'impalcato. 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, per la direzione longitudinale si utilizzeranno i massimi valori di spostamento degli appoggi incrementati di ± 15 mm; per la direzione trasversale si utilizzano i soli valori massimi di spostamento dei dispositivi di appoggio.

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 ($\gamma_F=1.50 \times 0.50$).

Massime escursioni giunto (Spalla A e Spalla B):	Longitudinale	± 235 mm
	Trasversale	± 155 mm

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	107 di 116
		Data	
		06/10/2023	

15 VERIFICHE DEI PULVINI

15.1 Verifica delle membranature d'acciaio

Le NTC2018 impongono la classificazione delle sezioni trasversali dei profilati in funzione della snellezza delle parti che le compongono: flange ed anime. I metodi di verifica agli stati limite impongono di verificare la possibilità di formazione di cerniere plastiche, con capacità di rotazione più o meno grande, senza sottostare a fenomeni di instabilità locale.

Le sezioni vengono distinte in 4 classi che rispondono alle seguenti caratteristiche:

- Classe 1: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con grande capacità di rotazione;
- Classe 2: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con limitate capacità di rotazione;
- Classe 3: sezioni nelle quali flange ed anime arrivano a snervarsi, ma i fenomeni di instabilità locale si innescano praticamente subito dopo lo snervamento, cosicché non è possibile generare una cerniera plastica;
- Classe 4: sezioni nelle quali si hanno fenomeni di instabilità locale già in fase elastica, prima del raggiungimento dello snervamento in qualsiasi punto della sezione stessa.

Come si vede dalle tabelle, l'appartenenza o meno ad una classe è governata da disequaglianze del tipo:

$$c/t \leq n \cdot \varepsilon \quad \text{con: } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} [\text{N/mm}^2]$$

Dove "C" è la parte di flangia che si estende dall'estremo libero all'incastro nell'anima (al netto dei raccordi o delle saldature), oppure, per le anime, la lunghezza tra una flangia e l'altra. "t" è lo spessore, "n" è un numero che varia con la classe alla quale la disequaglianza si applica, ed "ε" tiene conto del materiale.

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

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275
ϵ	f_{yk}	1,00	0,92
		355	420
		0,81	0,75
		460	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

S 355 $f_{yk} = 335.00$ N/mm²
 $\epsilon = 0.84$

SEZIONE ALLO STACCO DELLA PILA

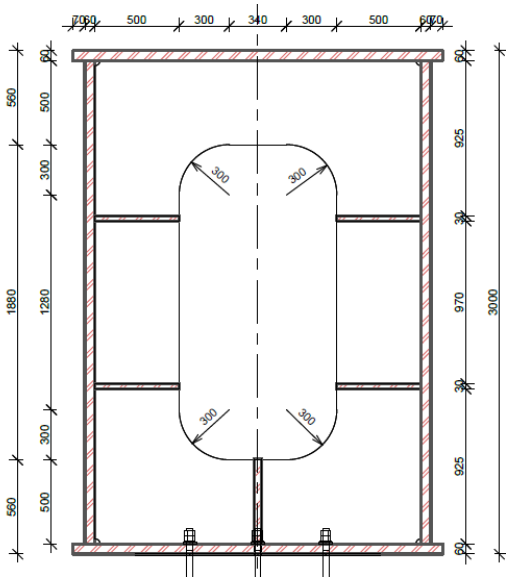
Anima
 C= 2.88 [m]
 t= 0.06 [m]
 C/t= 48.00

Classe	1	2	3	4
Flessione	60.30	69.52	103.86	-
Anima	SI	NO	NO	NO

Flangia
 C= 1.94 [m]
 t= 0.06 [m]
 C/t= 32.33

Classe	1	2	3	4
Compressione	27.64	31.83	35.18	-
Flangia	NO	NO	SI	NO

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV.	FOGLIO
		A	109 di 116
		Data	
		06/10/2023	



Essendo gli spessori costanti lungo lo sviluppo del pulvino, tutte le altre sezioni hanno sicuramente classe uguale o superiore a quella qui sopra calcolata.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREVA s.r.l. ENERGIA VALLE D'AOSTA AMBIENTE	A	110 di 116
	sinèrgo	VA DVisionArchitecture	Data 06/10/2023	

La sezione allo stacco della pila (altezza 3m) è valutata Classe 3, in quanto, secondo la tabella 4.2.III alle membranature corrispondenti alle ali, in particolare l'ala inferiore compressa, corrisponde un rapporto C/t=32.33 ovvero oltre il limite di classe 2 per le sezioni di compressione ma entro limite delle sezioni di classe 3 a compressione.

In definitiva la struttura può essere verificata secondo paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC18:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica viene effettuata in campo elastico e la combinazione delle tensioni di progetto nell'equazione 4.2.4 è la tensione di Von Mises che deve essere inferiore alla resistenza di calcolo dell'acciaio S355J2 per spessori maggiori di 40mm:

Materiali		
Acciaio da carpenteria		
f_{yk}	35.5 kN/cm ²	t ≤ 40 mm
f_{yk}	33.5 kN/cm ²	40 mm < t ≤ 80 mm
γ_{M0}	1.05	-
f_{yd}	33.81 kN/cm ²	t ≤ 40 mm
f_{yd}	31.90 kN/cm ²	40 mm < t ≤ 80 mm

Data la geometria variabile della mensola, e l'andamento delle sollecitazioni flettenti che crescono linearmente a partire dai dispositivi di appoggio (dai quali derivano i carichi concentrati) fino ad arrivare all'incastro, considerato cautelativamente in corrispondenza dell'asse della pila, si riportano le sole verifiche della sezione di incastro.

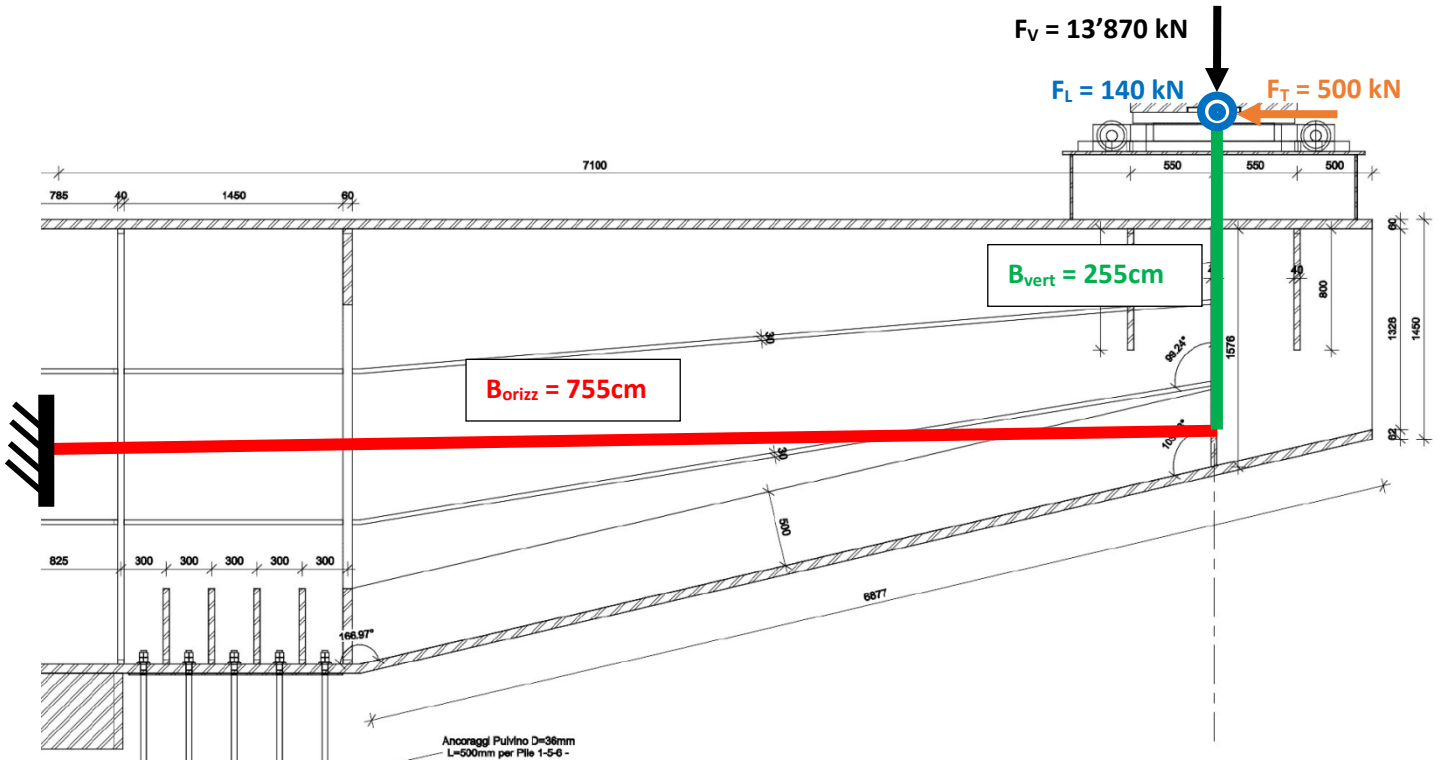
In particolare, le sollecitazioni sono derivate a partire dai carichi sugli appoggi. Qui sotto viene individuata la condizione dimensionante:

		VALORI DI TARGA ASSUNTI					
		VALORI STATICI A SLU			VALORI SISMICI A SLV (Upper Bound)		
	Tipo App.	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]	FV [kN]	FL [kN]	FT [kN]
SA	Isolatore	4950	320	160	2160	940	630
P1	Isolatore	13720	220	480	7260	860	830
P2	Isolatore	13870	140	500	7210	800	950
P3	Isolatore	13720	220	480	7260	860	830
SB	Isolatore	4950	320	160	2160	940	630

LEGENDA:

FV Azione in direzione verticale
FL Azione in direzione longitudinale
FT Azione in direzione trasversale

Le sollecitazioni agenti sono state calcolate come segue:



Nella pagina seguente vengono riportati i risultati del calcolo tensionale sulla sezione.

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI	A	112 di 116
			Data 06/10/2023	
				

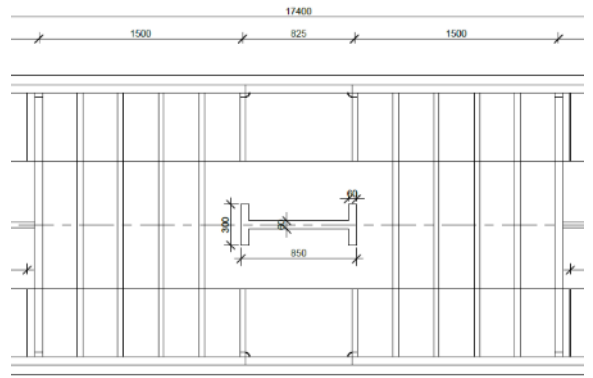
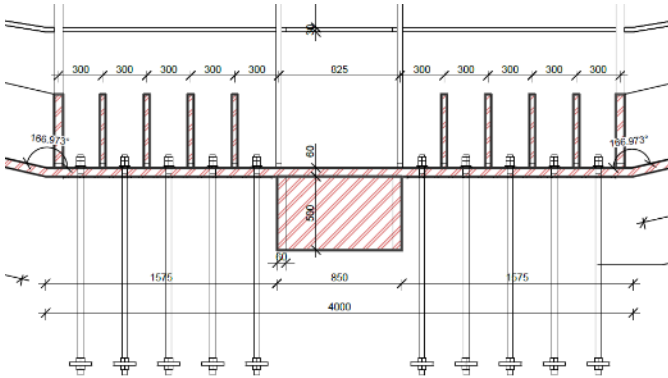
VERIFICA PULVINO ARGOMENNA			
Altezza		3000	[mm]
Ptb sup		2200	60
2 x Anima		2880	120
Ptb inf		2200	60
Area sezione	A =	6096	cm ²
Distanza baricentro da lembo superiore	$y_{g,s}$ =	1500	mm
Distanza baricentro da lembo inferiore	$y_{g,i}$ =	1500	mm
Distanza baricentro da lembo sinistro	$x_{g,sx}$ =	1100	mm
Distanza baricentro da lembo destro	$x_{g,dx}$ =	1100	mm
Momento statico verticale, lembo sup.	$S_{y,s}$ =	194040	cm ³
Momento statico verticale, lembo inf.	$S_{y,i}$ =	194040	cm ³
Momento statico orizzontale, lembo sx.	$S_{x,s}$ =	192600	cm ³
Momento statico orizzontale, lembo dx.	$S_{x,i}$ =	192600	cm ³
Momento d'inerzia intorno asse orizz.	J_x =	80943552	cm ⁴
Momento d'inerzia intorno asse verticale.	J_y =	43401056	cm ⁴
Modulo resistente elastico lembo superiore	$W_{x,s}$ =	539624	cm ³
Modulo resistente elastico lembo inferiore	$W_{x,i}$ =	539624	cm ³
Modulo resistente elastico lembo sinistro	$W_{y,sx}$ =	394555	cm ³
Modulo resistente elastico lembo destro	$W_{y,dx}$ =	394555	cm ³
Sollecitazioni agenti in combinazione SLU			
Sforzo normale di calcolo	N =	-500	kN
Momento torcente di calcolo	M_t =	55'880	kNcm
Taglio complessivo lungo l'asse verticale	V_y =	14'149	kN
Taglio complessivo lungo l'asse orizzontale	V_x =	330	kN
Momento intorno all'asse orizzontale	M_{xx} =	-10'598'850	kNcm
Momento intorno all'asse verticale	M_{yy} =	105'700	kNcm
Massima tensione normale al lembo superiore	σ_{sup} =	19.83	kN/cm ²
Minima tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf} =	-19.99	kN/cm ²
Tensione tangenziale media su anime verticali	$\tau_{y,med}$ =	4.09	kN/cm ²
Tensione tangenziale al lembo sup. su anime verticali	$\tau_{y,sup}$ =	2.83	kN/cm ²
Tensione tangenziale al lembo inf. su anime verticali	$\tau_{y,inf}$ =	2.83	kN/cm ²
Tensione tangenziale media su piattabande orizzontali	$\tau_{x,med}$ =	0.14	kN/cm ²
Tensione tangenziale al lembo sx. su piattabande orizzontali	$\tau_{x,sx}$ =	0.12	kN/cm ²
Tensione tangenziale al lembo dx. su piattabande orizzontali	$\tau_{x,dx}$ =	0.12	kN/cm ²
Massima tensione ideale alla Von Miseses al lembo superiore	$\sigma_{id,sup}$ =	20.42	kN/cm ²
Massima tensione ideale alla Von Miseses al lembo inferiore	$\sigma_{id,inf}$ =	20.58	kN/cm ²

La verifica risulta soddisfatta inquanto tutte le tensioni sono inferiori ai limiti di normativa.

15.2 Verifica chiave di taglio

La verifica della chiave di taglio saldata sulla base del pulvino ed incastrata sulla testa della pila viene effettuata per le due sollecitazioni di taglio maggiori tra le corrispondenti di tutte le combinazioni SLU e SLV.

I tagli sollecitanti sono stati estratti del modello globale come forze sull'elemento sommitale della pila più sollecitata:



PILA	MASSIMI TAGLI [kN]			
	SLU		SLV	
	TRASV	LONG	TRASV	LONG
P1	701	590	1670	2030
P2	785	292	1898	1667
P3	703	583	1680	2051

PROFILO SALDATO

$h = 850$ mm
 $b = 300$ mm
 $a = 60$ mm
 $e = 60$ mm

$A_{v,x} = A_{anima} = 0.0438$ m²
 $A_{v,y} = A_{piatte} = 0.0360$ m²

$f_{yk} = 335000.00$ kN/m²
 $\gamma_{m0} = 1.05$

$h_w = 730$
 $t = 60$

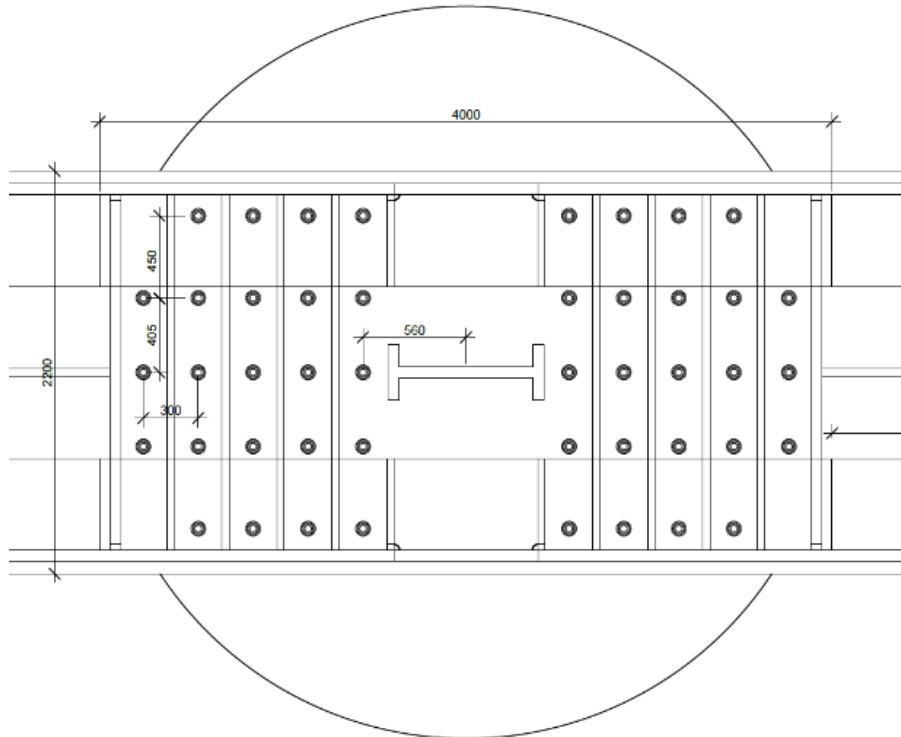
CHECK VERIFICA ORDINARIA

VERIFICA x VERIFICA y

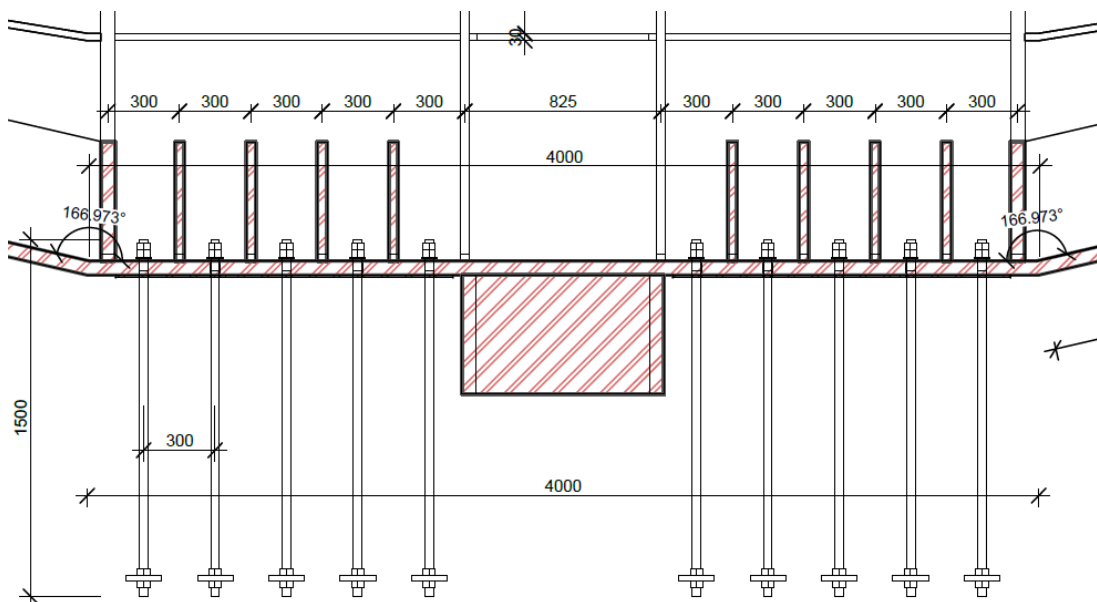
$V_{c,rd x} = 8'068.1$ kN OK -
 $V_{c,rd y} = 6'631.3$ kN - OK

15.3 Verifica bulloni d'ancoraggio

Per l'ancoraggio si sono disposte 10 file di bulloni M36 (Ares=817mm², diametro equivalente=32mm) di cui, le più esterne, contano 3 bulloni e 5 le altre per un totale di 46 bulloni. Si riportano gli estratti della tavola di caeprenteria debitamente quotati:



Pianta e disposizione bulloni d'ancoraggio



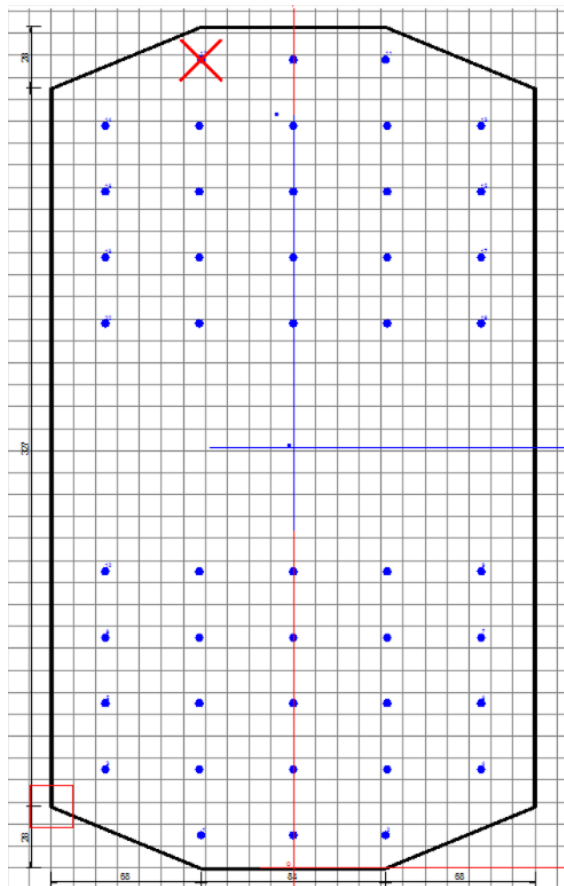
Prospetto bulloni d'ancoraggio

CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI		A	115 di 116
				Data 06/10/2023	

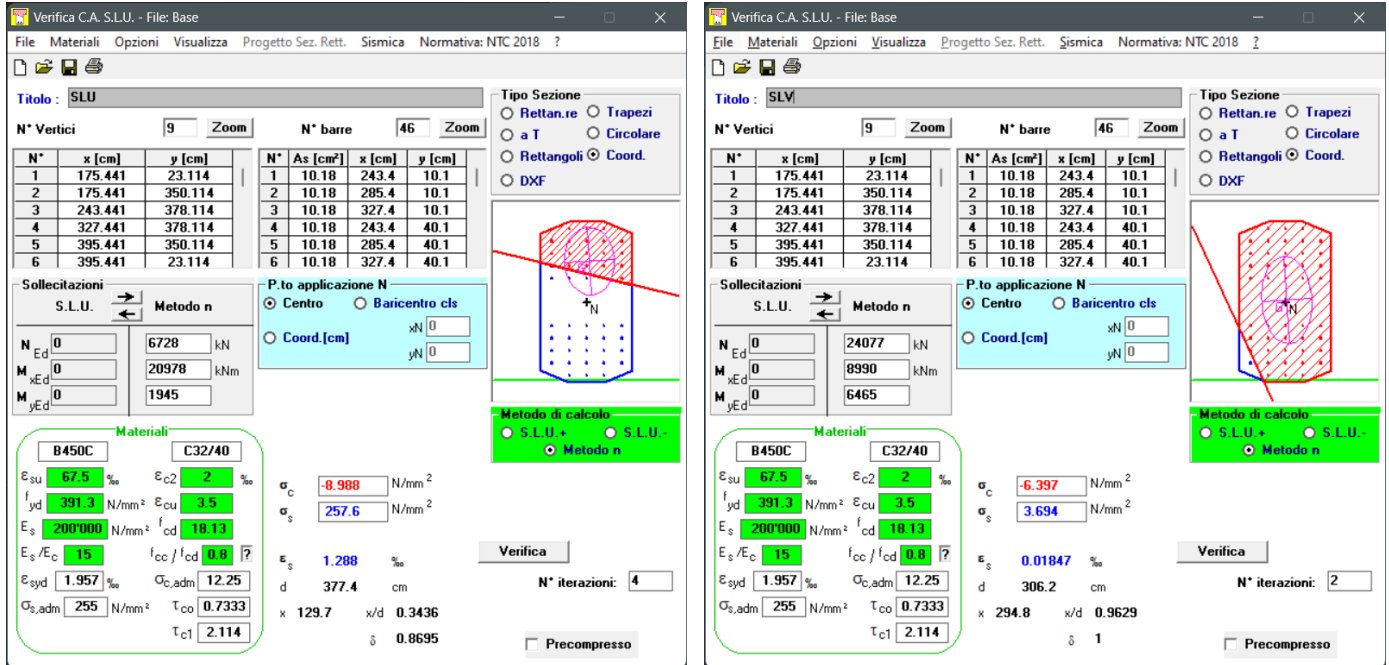
Qui sotto le sollecitazioni estratte dal modello dal medesimo frame già utilizzato per i tagli. Si noti che, cautelativamente, le barre sono state dimensionate considerando agente la minima N di compressione.

PILA	SOLLECITAZIONI SULLA FLANGIA TIRAFONDATA					
	SLU			SLV		
	N _{min} [kN]	M _{long,YY} [Kn m]	M _{trasv,XX} [Kn m]	N _{min} [kN]	M _{long,YY} [Kn m]	M _{trasv,XX} [Kn m]
P1	-6728	1945	20978	-24077	6465	8990
P2	-7229	962	21695	-25495	5178	10401
P3	-6767	1922	20786	-24087	6402	8979

Si è verificata la sezione d'appoggio come una sezione in C.A. ordinario sottoposta alle sollecitazioni massime delle combinazioni più sfavorevoli indicando un acciaio da carpenteria S355 ed un calcestruzzo C32/40. L'impronta d'appoggio è stata rimodellata inscrivendo il poligono descritto nella successiva figura sulla testa circolare della pila trascurando gli effetti della chiave di taglio al centro di questa.



Per determinare lo sforzo sul singolo tirafondo si è analizzata la stessa sezione in campo lineare con le sollecitazioni allo stato limite ultimo concludendo che ogni singola barra lavora in campo elastico.



Per ogni combinazione è stata trovata la barra maggiormente sollecitata mentre la lunghezza di infissione e le dimensioni del piatto d'ancoraggio sono stati verificati valutando la rottura del cono di calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio dei bulloni. La massima trazione vale quindi:

$$N_{traz,Ed} = (257.6 \text{ N/mm}^2 \times 10.18 \text{ cm}^2 \times 100)/1000 = 263 \text{ kN}$$

Tramite questo sforzo si è poi dimensionata la lunghezza di infissione come descritto qui sotto.

Rck =	40	N/mm ²	
f _{ad,d} =	1.45	N/mm ²	
φ =	36	mm	
a =	300	mm	distanza tra tirafondo e bordo plinto
L =	1300	mm	
d ₁ =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
d ₂ =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
A _{res} =	1017.9	mm ²	Area resistente tirafondo
α =	0.667		
f _{cd} =	18.81	N/mm ²	
N ₁ =	169.5	kN	
N ₂ =	112.7	kN	
N _{rd} =	282.1	kN	

La lunghezza minima di ancoraggio è 1,3m con rosette 10X10cm