

S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"
VARIANTE EST DI EDOLO

PROGETTO DEFINITIVO



CESI
Shaping a Better Energy Future
Mandante

TECHINT
Engineering & Construction
Mandataria

IGEAG
ENGINEERING S.p.A.
SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA
Mandante

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

PONTE SUL FIUME OGLIO
IMPALCATO
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

COMI21 D 1810

NOME FILE

T02VI01STRRE02_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T02VI01STRRE02

B

-

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS
E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO

EMISSIONE

DESCRIZIONE

Agosto 2021

Maggio 2021

DATA

M. Barale

M. Barale

REDATTO

A. Rodino

A. Rodino

VERIFICATO

A. Rodino

A. Rodino

APPROVATO

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE	3
4. OPERA IN PROGETTO	5
5. PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO	8
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
7. CRITERI DI CALCOLO	15
7.1 Condizioni Statiche	15
7.2 Condizioni Sismiche	17
8. AZIONI DI CALCOLO	19
8.1 Carichi permanenti (g_1, g_2)	19
8.2 Ritiro (ϵ_2)	20
8.3 Viscosità (ϵ_3)	21
8.4 Carichi variabili da traffico (q_1)	22
8.5 Effetti dinamici (q_2)	23
8.6 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)	23
8.7 Azione Centrifuga (q_4)	23
8.8 Azione della neve ($q_{5,S}$)	23
8.9 Azione del vento ($q_{5,W}$)	26
8.10 Azioni Idrodinamiche (q_6)	31
8.11 Azioni della temperatura (q_7)	31
8.12 Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio (q_8)	31
8.13 Resistenze parassite ai vincoli (q_9)	32
8.14 Azioni sismiche (E)	33
8.14.1 Spettro di risposta Elastico in accelerazione della componente orizzontale	33
8.14.2 Spettro di risposta Elastico in accelerazione della componente Verticale	35
8.14.3 Fattore di comportamento	36
9. COMBINAZIONI DI CARICO	38
10. METODO DI CALCOLO E MODELLO STRUTTURALE	45

10.1	Codice di calcolo utilizzato.....	49
10.2	Configurazioni del modello di calcolo.....	50
10.3	Ripartizione trasversale dei carichi.....	51
10.4	Analisi modale e modi di vibrare.....	52
11.	VERIFICHE STRUTTURE METALLICHE IMPALCATO	53
11.1	Classificazione delle sezioni.....	53
11.2	Resistenze di calcolo.....	55
11.3	Verifiche Strutturali elementi in acciaio	57
11.3.1	Trave longitudinale tipo	63
11.3.2	Trasverso tipo	64
11.3.3	Controvento tipo.....	65
11.3.4	Arco tipo.....	66
11.3.5	"Pendino" tipo.....	70
12.	VERIFICHE SOLETTA IN C.A.....	72
12.1	Verifiche a flessione	72
12.2	Verifiche a taglio.....	75
12.3	Verifiche predalles in fase di getto	78
13.	REAZIONI AGLI APPOGGI	79
14.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	82
14.1	Verifiche delle tensioni in esercizio.....	82
14.2	Verifiche a Fessurazione.....	88
14.3	Verifiche di deformabilità.....	94
14.3.1	Impalcato	94
14.3.2	Appoggi	96
15.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)	97
16.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO).....	98
17.	CONCLUSIONI.....	100

Appendice A ELEMENTI DI VALIDAZIONE DEL CALCOLO

1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Nella presente relazione vengono esposte le principali analisi di calcolo e verifiche strutturali relative all'impalcato del Ponte sul fiume Oglio.

Da evidenziare che, in relazione alla limitata deformabilità delle spalle di appoggio dell'impalcato, per la presenza degli elementi di fondazione indiretta, e in relazione allo schema strutturale a campata unica semplicemente appoggiata, il modello di calcolo adottato si limita al solo impalcato con vincoli fissi e mobili agli appoggi; questo in quanto eventuali cedimenti differenziali delle spalle, comunque estremamente limitati, non determinano l'insorgere di sollecitazioni aggiuntive nell'impalcato.

Per quanto riguarda le verifiche delle spalle si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

2. Normative di riferimento

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";
- Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione";
- UNI EN 1991-1-3:2008 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve";
- UNI EN 1991-1-4:2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento";
- UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-2:2007 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio";
- UNI EN 1994-2:2008 "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio - cls – Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- CNR DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- CNR UNI 10011/1997 "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR UNI 10016/2000 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

Il nuovo ponte in oggetto è ubicato a monte dell'abitato di Edolo e consente alla nuova variante stradale in progetto di scavalcare il letto del Fiume Oglio per connettersi, tramite una intersezione in rotatoria, alla attuale sede stradale della SS n. 42 "*del Tonale e della Mendola*".



Ponte in progetto

Vista Satellitare

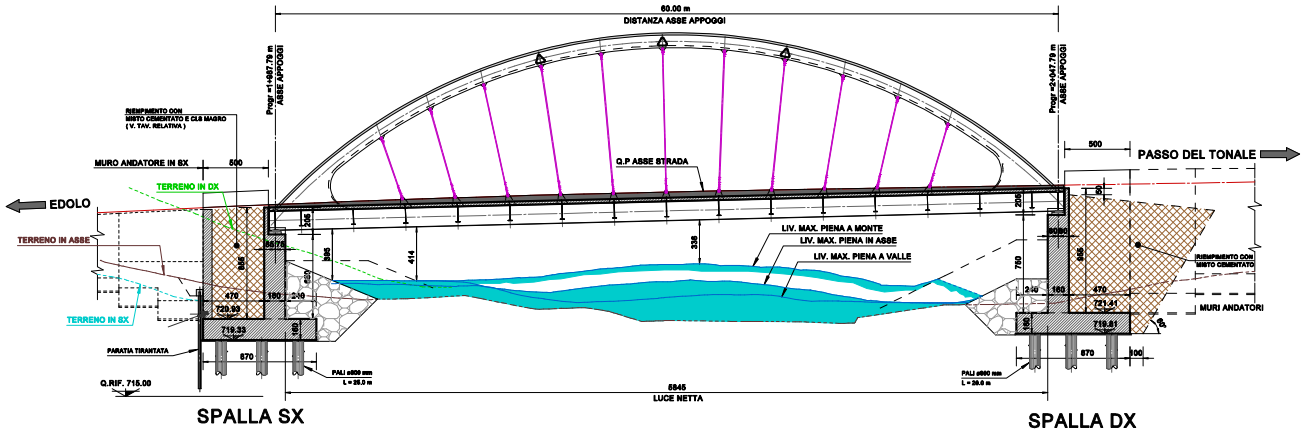
Per l'opera in oggetto si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

- Latitudine: 46.1877
- Longitudine: 10.3404
- Elevazione: 750 m s.l.m.
- Zona sismica: 3 (Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129);

- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2,0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni

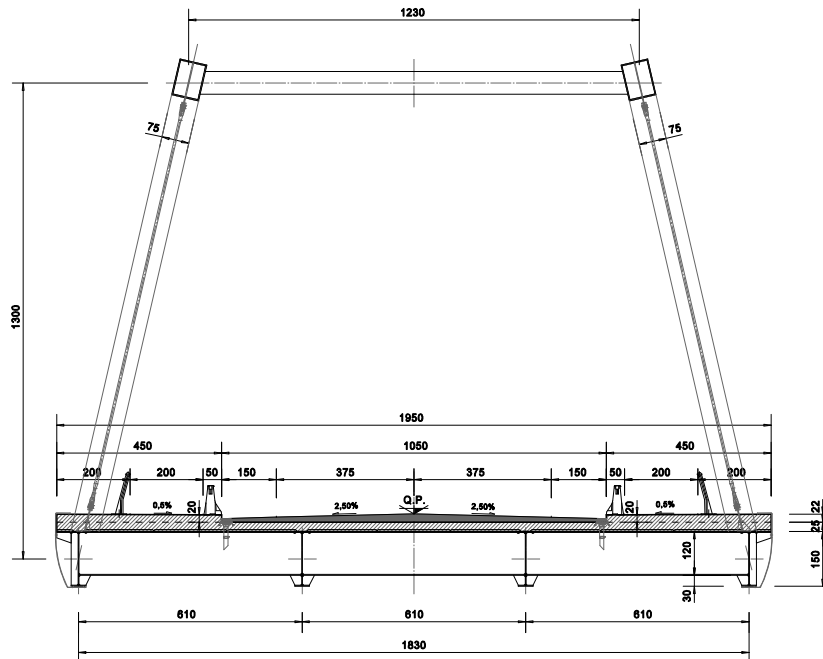
4. Opera in progetto

Il ponte in progetto é costituito da una campata unica, ad asse rettilineo, in semplice appoggio avente luce di calcolo (distanza tra gli appoggi) pari a 60.00 m.



Sezione longitudinale in asse

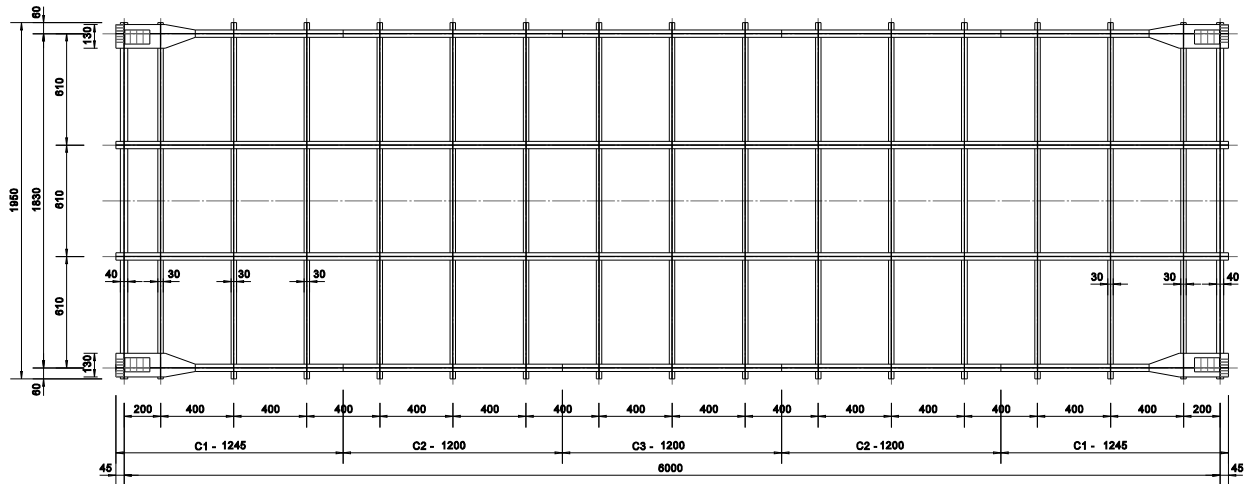
La sezione trasversale tipo presenta una larghezza complessiva di 19.50 m, di cui 10.50 m di carreggiata utile e due marciapiedi laterali di larghezza 4.50 m ciascuno, all'interno dei quali trovano alloggio le predisposizioni per il passaggio dei servizi a rete.



Sezione trasversale in asse

L'impalcato è formato da una struttura metallica costituita da un graticcio di travi longitudinali e trasversali in acciaio, e getto al di sopra di questi di una soletta in c.a. connessa mediante pioli tipo "Nelson" saldati alle piattabande superiori delle travi e dei trasversali.

Alle piattabande inferiori delle travi in acciaio sono collegati controventi così da costituire, insieme alle travi ed alla soletta, un "cassoncino torsiorigido".



Pianta strutture metalliche impalcato

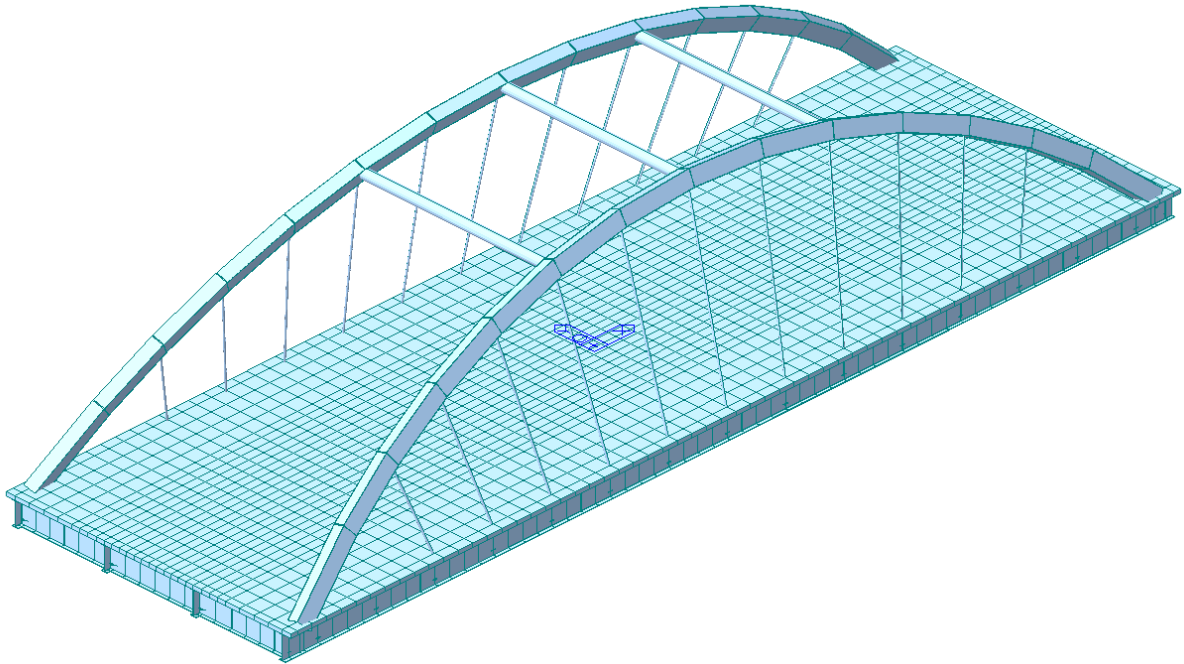
La soletta di impalcato, dello spessore complessivo di 25 cm, sarà realizzata mediante la posa di predalles prefabbricate tralicciate, dello spessore di 5 cm, da utilizzare come cassero a perdere, e da un getto integrativo in opera di 20 cm.

La tipologia strutturale è quella di un ponte di tipo "sospeso"; l'impalcato è sorretto mediante tiranti ("pendini") di sospensione a due archi superiori in acciaio ad andamento circolare.

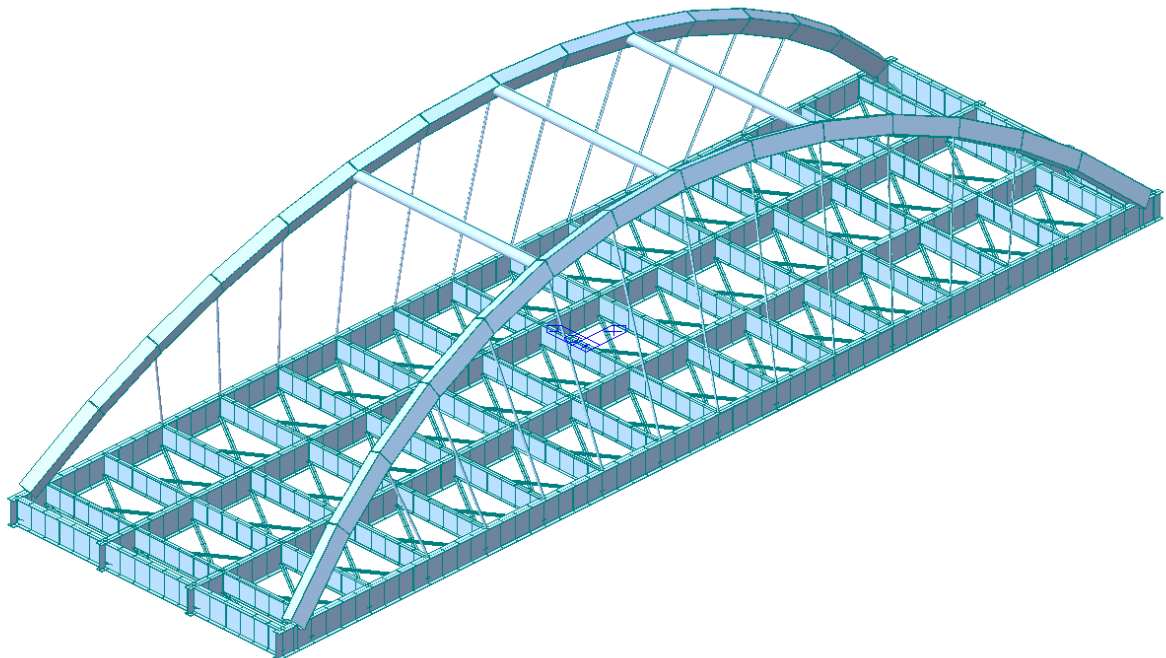
Tali archi saranno connessi alla base alle travi longitudinali laterali che consentiranno, fungendo da tiranti, di assorbire le spinte degli archi con conseguente annullamento delle spinte sulle spalle.

Gli appoggi dell'impalcato saranno realizzati mediante adeguati apparecchi di appoggio, disposti su "baggioli" ricavati sull'elevazione delle spalle.

Per maggiori dettagli in merito si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto.



Modello di Calcolo 3D



Vista strutture metalliche impalcato

5. Parametri sismici di riferimento

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito: a_g [m/s²]
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: F_0
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: T^*_c [s]

variabili in funzione delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine) ed in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento adottata e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito ("Allegato B - Tabella 1" del D.M. Infr. del 14/01/2008^(*)).

^(*) Per la definizione dei parametri sismici di cui sopra, il D.M. 17/01/18, al cap. 3.2, rimanda agli Allegati A e B del D.M. 14/01/08).

Nella tabella che segue sono riassunti, per i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, i valori identificativi in termine di numero ed ubicazione geografica e le rispettive distanze dal sito di costruzione.

Posizione del sito		Nodi intorno al sito			
Comune:	Edolo - (BS)	ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
Longitudine	10.3404	9169	10.3180	46.1940	1.8629
Latitudine	46.1877	9391	10.3210	46.1440	5.0885
Cerca con Google Map		9392	10.3930	46.1460	6.1628
Isola:	Sardegna	9170	10.3900	46.1960	3.9316

I parametri sismici per il sito di costruzione vengono quindi determinati come media ponderata tra i quattro vertici di cui sopra adottando come "peso" l'inverso delle relative distanze:

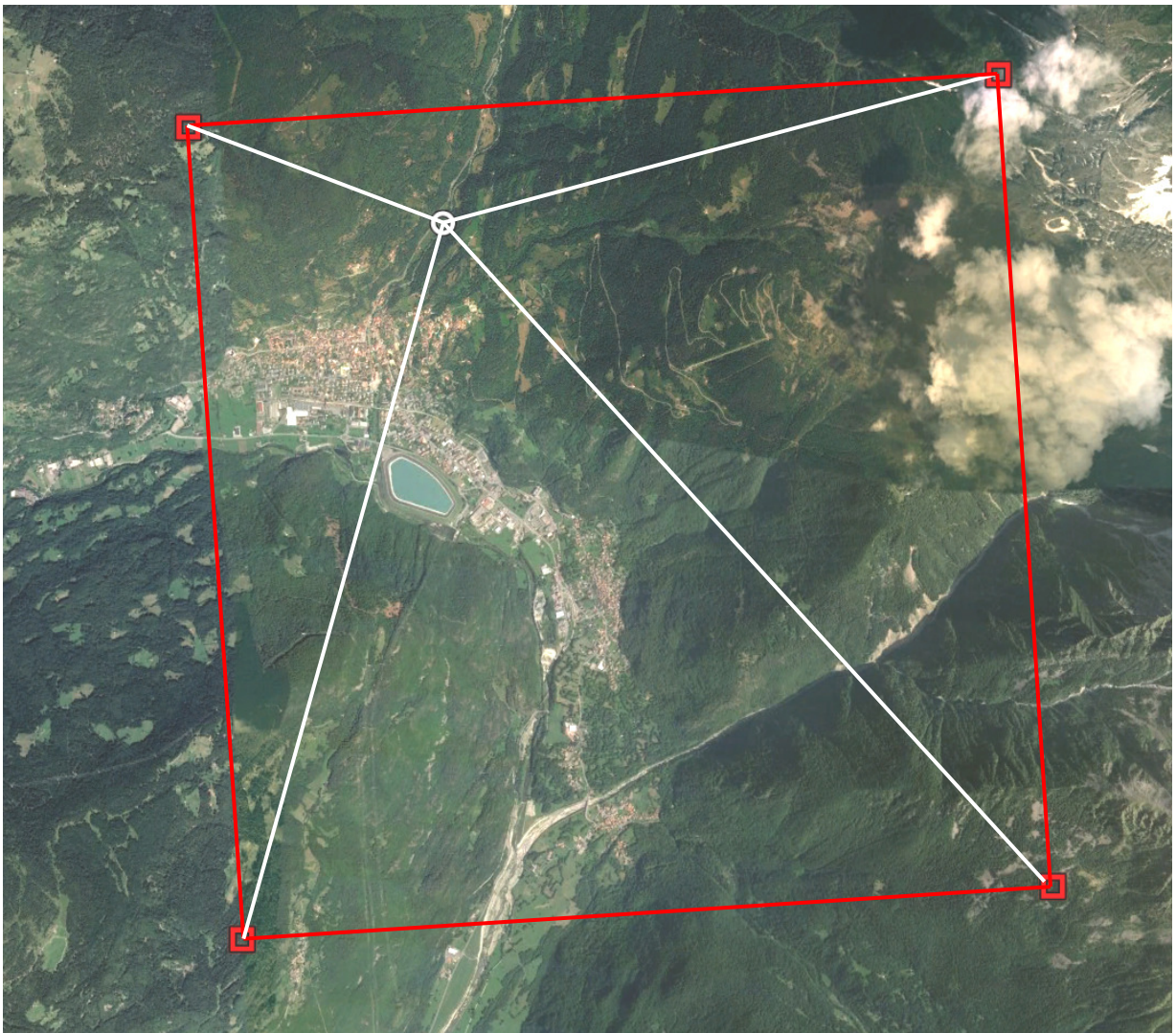
$$p = \frac{\sum_1^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_1^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p = valore del parametro di interesse;

p_i = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

d_i = distanze dei quattro vertici dal punto in esame.



Localizzazione vertici del reticolo di riferimento e sito di costruzione

Per il sito oggetto di studio si riportano pertanto i valori base dei suddetti parametri per le verifiche allo Stato limite Ultimo (SLV), corrispondenti ad una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 949 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0717 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_O = 2.7974$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T_C^* = 0.311 \text{ s}$;

per le verifiche allo Stato limite di Danno (SLD), per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 101 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0382 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_O = 2.6586$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T_C^* = 0.230 \text{ s}$.

per le verifiche allo Stato limite di Operatività (SLO), per una probabilità di superamento del 81% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 60 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0324 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_O = 2.6305$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T_C^* = 0.209 \text{ s}$.

Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Classe d'uso (Art. 2.4.2) Cu:

Vita Nominale di progetto Vn (anni):

Periodo di rif. calcolato: $V_R = \max(V_n \cdot C_u, V_{rMin}) = \max(100.00, 100.00) = 100.00$ anni Vr:

Livello di sicurezza %:

Pvr % (Art. 3.2.1)	
SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)	
SLO	60
SLD	101
SLV	949
SLC	1950

Posizione del sito
 Comune:
 Longitudine
 Latitudine

 Isola:

Nodi intorno al sito			
ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
9169	10.3180	46.1940	1.8629
9391	10.3210	46.1440	5.0885
9392	10.3930	46.1460	6.1628
9170	10.3900	46.1960	3.9316

Parametri di pericolosità sismica			
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.32440879	2.63051136	0.20897756
SLD	0.38216029	2.65858893	0.23000000
SLV	0.71671137	2.79738299	0.31078969
SLC	0.86049443	2.84424302	0.32903347

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec², moltiplicarlo per 0.9806

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

In relazione a quanto emerso dalle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, il terreno si classifica come appartenente alla categoria "B" ossia: "*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s*".

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

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

A tale tipologia di sottosuolo si associa il seguente valore del coefficiente di Amplificazione Stratigrafica delle azioni sismiche:

$$S_S = 1.20$$

Il coefficiente di Amplificazione Topografica può essere assunto per la categoria topografica T1 (*Superficie pianeggiante, pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$*) pari a:

$$S_T = 1.00$$

6. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione dell'impalcato in progetto si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo Soletta e Predalles C32/40

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 40,00 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00 N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 40,00 N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,02 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,12 N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	= 1,50
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= 18,13 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,41 N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	= 33350 N/mm ²

Classe di esposizione:	XF2 + XC3 + XD1
Diametro massimo dell'aggregato:	15 mm
Copriferro minimo:	40 mm
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50
Classe di consistenza:	S4

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

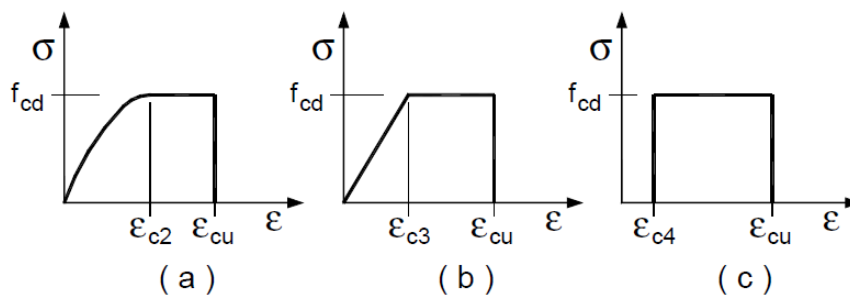


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

con: $\epsilon_{c2} = 0.20\%$; $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio da c.a. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

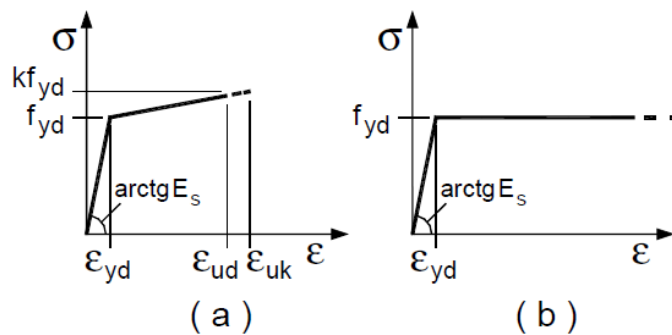


Figura 4.1.2- Modelli σ - ε per l'acciaio

con: $\varepsilon_{yd} = 0.187\%$; $\varepsilon_{ud} = 1.00\%$

Elementi Metallici dell'impalcato
Acciaio Strutturale tipo S355

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{vd} = f_{yk}/\gamma_S$	=	338.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Pendini Metallici
Acciaio Strutturale tipo S460

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	460	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	570	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{vd} = f_{yk}/\gamma_S$	=	438.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Nelle verifiche viene fatto riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

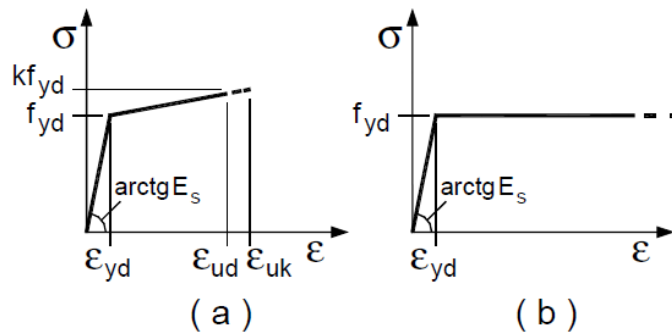


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con: $\epsilon_{yd} = 0.161\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$

7. Criteri di calcolo

In riferimento all'impalcato del ponte in progetto, i calcoli e le verifiche strutturali riportati nella presente relazione sono eseguiti secondo il Metodo Semiprobabilistico degli Stati Limite sia in condizioni statiche (stati limite Ultimi – SLU e di Esercizio – SLE), sia in condizioni sismiche (stato limite di salvaguardia della vita – SLV, stato limite di danno – SLD, stato limite di operatività – SLO).

7.1 Condizioni Statiche

Stati limite ultimi (SLU):

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono effettuate verificando il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove: E_d = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d = valore della resistenza di progetto.

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;

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

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;

γ_G, γ_Q = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione;

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

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	γ _{ε1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ _{ε2} , γ _{ε3} , γ _{ε4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Stati limite di esercizio (SLE):

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

combinazione rara:	$E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
combinazione frequente:	$E_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
combinazione quasi permanente:	$E_d = G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ₀, ψ₁, ψ₂ si attribuiscono i seguenti valori (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi 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
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

7.2 Condizioni Sismiche

Stato limite di Salvaguardia della vita (SLV):

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV" ricavato dallo spettro di risposta elastico relativo con le ordinate opportunamente ridotte mediante il fattore di comportamento "q";
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} .

Stati limite di Danno e di Operatività (SLD - SLO):

Le azioni sollecitanti di calcolo sono ancora determinate secondo la formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove "E" in questo caso é l'azione sismica calcolata in relazione allo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Danno o di Operatività rispettivamente.

In tutti i casi gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali :

$$G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Nelle condizioni sismiche si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e portati mentre non si considerano agenti sull'impalcato i sovraccarichi da traffico (§5.1.3.12).

8. Azioni di calcolo

Per le analisi relative alla struttura in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- g_1 carichi permanenti strutturali (pesi propri impalcato metallico e soletta in c.a.)
- g_2 carichi permanenti portati non strutturali (cordoli, marciapiedi, parapetti, pavimentazione stradale, ecc...)
- ϵ_2 effetti reologici dovuti ritiro
- ϵ_3 effetti reologici dovuti alla viscosità
- q_1 carichi verticali variabili da traffico sulla sede stradale
- q_2 effetti dinamici
- q_3 azione longitudinale di frenamento o di accelerazione
- q_4 azione centrifuga
- q_5 azioni della neve e del vento
- q_6 azioni idrodinamiche
- q_7 azioni della temperatura
- q_8 azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio
- q_9 resistenze parassite ai vincoli
- E azioni sismiche

8.1 Carichi permanenti (g_1, g_2)

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera, determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento, e dai sovraccarichi portati.

peso proprio delle strutture portanti (g_1):

Il carico degli elementi in acciaio è variabile in funzione delle dimensioni geometriche degli elementi; per tenere conto di piastre, sovrappessori, saldature e bullonerie varie, il peso di volume dell'acciaio è stato incrementato nella misura del 20%.

Struttura metallica (archi, travi, diaframmi, controventi ecc.): $g_1 = 3340 \text{ kN}$

Per quanto riguarda la soletta in c.a., in riferimento alla sezione trasversale tipo dell'impalcato, risulta:

$$g_1 = 19.50 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 121.90 \text{ kN/m}$$

carichi permanenti portati (g_2):

con riferimento alla sezione trasversale tipo dell'impalcato si valutano:

- | | | |
|-------------------|---|--------------|
| ▪ marciapiedi: | $n^{\circ}2 \cdot 4.50 \text{ m} \cdot 0.21 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3$ | = 47.25 kN/m |
| ▪ barriere: | $n^{\circ}2 \cdot 1.00 \text{ kN/m}$ | = 2.00 kN/m |
| ▪ parapetti: | $n^{\circ}2 \cdot 0.50 \text{ kN/m}$ | = 1.00 kN/m |
| ▪ pavimentazione: | $10.50 \text{ m} \cdot 0.165 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3$ | = 41.60 kN/m |

8.2 Ritiro (ϵ_2)

la deformazione totale da ritiro è valutata come (§ 11.2.10.6):

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

dove:

ϵ_{cs} = deformazione totale da ritiro;

ϵ_{cd} = deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} = deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento vale:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0}$$

nella quale i parametri k_h e ϵ_{c0} sono desumibili dalle tabelle seguenti:

Tab. 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$h_0 = 2A_c / u$$

$$A_c = \text{area della sezione di calcestruzzo:} = 5.80 \text{ m}^2$$

u = perimetro della sezione esposto all'aria (nel calcolo di "u" non si è tenuto conto del lato inferiore della sezione di calcestruzzo poiché il getto avviene su predalles)

$$u = 20.84 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.557 \text{ m} = 557 \text{ mm}$$

adottando una umidità relativa pari a 80%, e per $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$, per interpolazione lineare, si ottiene:

$$\epsilon_{c0} = -0.264 \text{ ‰}$$

$$k_h = 0.700$$

$$\epsilon_{cd,\infty} = -0.185 \cdot 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno viene valutato secondo la seguente espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck}-10) \cdot 10^{-6} = -0.055 \cdot 10^{-3}$$

deformazione totale da ritiro: $\varepsilon_{cs} = -0.185 \cdot 10^{-3} - 0.055 \cdot 10^{-3} = -0.240 \cdot 10^{-3}$

tale deformazione viene simulata nel modello di calcolo mediante una diminuzione equivalente di temperatura pari a:

$$\Delta T = \varepsilon_{cs} / \alpha = -0.240 \cdot 10^{-3} / 1.00 \cdot 10^{-5} = -24^{\circ}\text{C}$$

essendo α il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo.

8.3 Viscosità (ε_3)

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito è dedotto dalla seguente tabella (§ 11.2.10.7):

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

assumendo un tempo di messa in carico $t_0 = 15$ giorni, per $h_0 = 557 \text{ mm}$, dai valori in tabella si ottiene:

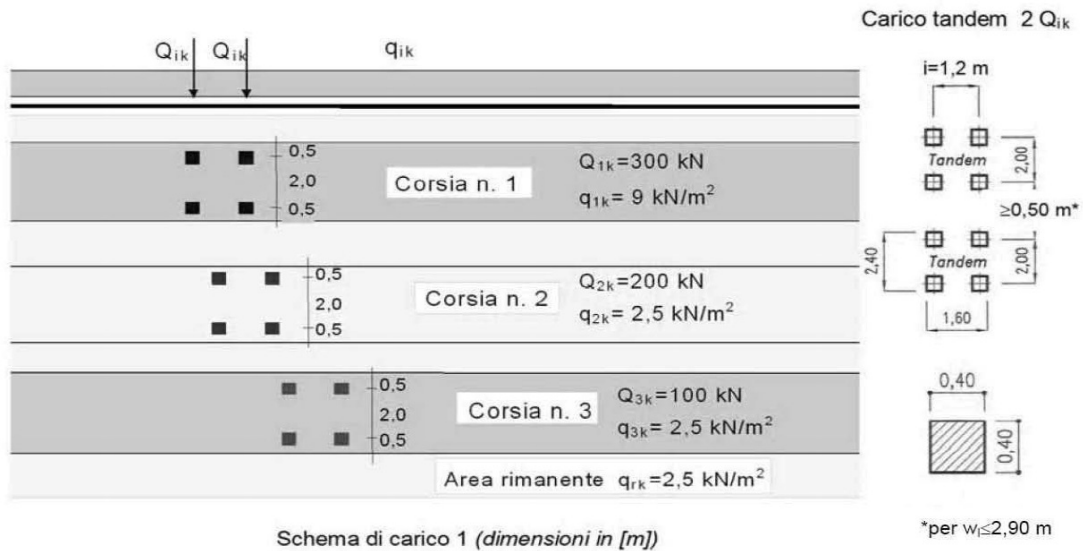
$$\phi(\infty, t_0) = 2.1$$

nel modello di calcolo si tiene pertanto conto dell'effetto della viscosità adottando un modulo ridotto del calcestruzzo, per le azioni di lunga durata, pari a (UNI EN 1992-1-1 §7.4.3):

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 33350 / (1+2.1) = 10760 \text{ N/mm}^2$$

8.4 Carichi variabili da traffico (q_1)

La larghezza complessiva della superficie carrabile è pari a 10.50 m. Sono pertanto disposte n. tre corsie convenzionali di carico, della larghezza di 3.00 m ciascuna, con una larghezza della parte rimanente pari a 1.50 m (§ 5.1.3.3.2).



Su ciascuna corsia convenzionale di carico è applicato lo schema di carico n.1 (§ 5.1.3.3.3) costituito da due carichi concentrati Q_{1k} corrispondenti ai due assi in tandem e da un carico uniformemente distribuito q_{1k} .

I valori dei suddetti carichi differenziano tra la prima, la seconda e la terza corsia convenzionale secondo quanto previsto dalla norma (cfr Tabella 5.1.II seguente).

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

Nella parte rimanente della superficie carrabile esterna alle predette corsie convenzionali, della larghezza di 1.50 m, è applicato un sovraccarico uniforme $q_{rk} = 2.50$ kN/m².

Sulla superficie relativa ai marciapiedi laterali (larghezza utile di carico = 2.00 m) viene applicato lo schema di carico 5 relativo alla folla (5.00 kN/m²).

8.5 Effetti dinamici (q_2)

Il D.M. 17/01/2018, in accordo a quanto previsto dagli Eurocodici, considera il coefficiente dinamico già compreso nei valori dei carichi mobili (§ 5.1.3.4).

8.6 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 viene determinata in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale più caricata:

$$\begin{aligned} q_3 &= 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \\ &= 0.6 \cdot (600 \text{ kN}) + 0.10 \cdot 9.00 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 61.00 \text{ m} = 524.70 \text{ kN} \cong 525 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.7 Azione Centrifuga (q_4)

Il ponte in oggetto presenta una unica campata rettilinea. L'azione centrifuga non è in questo caso applicabile.

8.8 Azione della neve ($q_{5,s}$)

Il carico neve, agente in direzione verticale sulla proiezione orizzontale dell'impalcato, viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sN} \cdot \mu_i \cdot c_E \cdot c_T$$

dove:

$q_{sN} = c_N \cdot q_{sk}$: valore di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per il periodo di ritorno di progetto;

q_{sk} : valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni;

$$c_N = \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923 V)} \right\} \quad (\text{UNI EN 1991-1-3: Appendice D})$$

P_n = probabilità annuale di superamento (pari a circa $1/n$, dove n = tempo di ritorno in anni);

V = coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali;

μ_i = coefficiente di forma della superficie caricata;

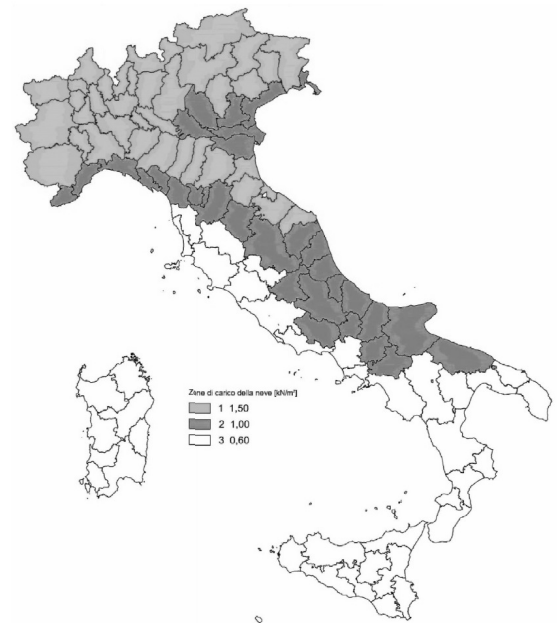
c_E = coefficiente di esposizione;

c_T = coefficiente termico.

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo " q_{sk} " (per tempo di ritorno pari a 50 anni), è fornito in funzione della zona e dell'altitudine " a_s " del sito di costruzione, dalla relazione riportata nel seguito:

Zona I - Alpina		
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:		
$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$	[3.4.2]
$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$	

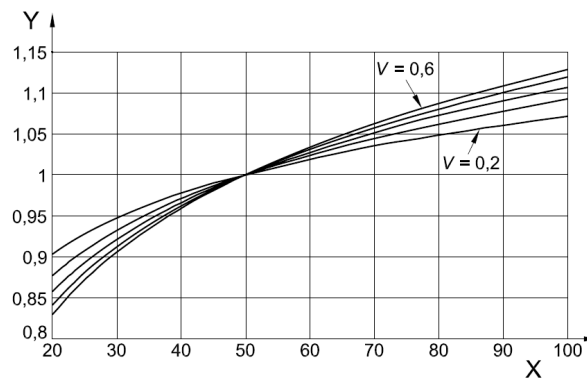
Per l'altitudine in oggetto ($a_s = 750 \text{ m s.l.m.} > 200 \text{ m}$) e per la "Zona I" di riferimento, risulta:
 $q_{sk} = 2.86 \text{ kN/m}^2$



Per il calcolo del coefficiente correttivo relativo al periodo di ritorno di progetto (75 anni) si assumono i seguenti valori:

$$P_n = 1/75 = 0.013$$

$$V = 0.6 \text{ (cfr. fig. seguente)}$$



$$C_N = \left\{ \frac{1 - \sqrt{\frac{6}{\pi}} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923 V)} \right\} = 1.075$$

risulta: $q_{sN} = C_N \cdot q_{sk} = 1.075 \cdot 2.86 \text{ kPa} = 3.07 \text{ kPa} \cong 3.10 \text{ kPa}$

Il coefficiente di esposizione c_E , in accordo al prospetto seguente, viene assunto pari a 1.1.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Per il coefficiente termico viene assunto un valore $c_T = 1.0$.

Per il coefficiente di forma della copertura, trattandosi di copertura piana orizzontale, in accordo alla tabella ed alla figura seguenti, si assume il seguente valore:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$$\mu_1 = 0.80$$

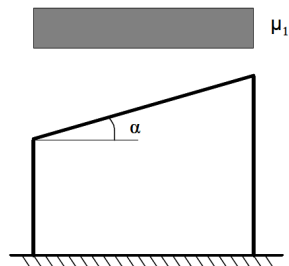


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

Il carico neve risulta pertanto essere pari a:

$$q_s = q_{sN} \cdot \mu_1 \cdot c_E \cdot c_T = 3.10 \text{ kPa} \cdot 0.80 \cdot 1.10 \cdot 1.00 = 2.73 \text{ kPa}$$

8.9 Azione del vento ($q_{5,w}$)

L'azione del vento viene schematizzata come azione statica equivalente, agente in direzione orizzontale, ortogonale all'asse longitudinale del ponte.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

- q_r pressione cinetica di riferimento;
- c_e coefficiente di esposizione;
- c_p coefficiente di pressione;
- c_d coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento " q_r " (in N/m^2) è data dall'espressione: $q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$

dove:

- v_r velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

La velocità di riferimento " v_r ", è il valore della velocità media del vento su di un intervallo di tempo $T=10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0=0.05$ m (II categoria di esposizione), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

Essa può essere determinata mediante la seguente relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- v_b = velocità di base per un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni
- c_r = coefficiente di ritorno fornito dalla seguente espressione :

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Nel caso specifico, per un tempo di ritorno $T_R = 75$ anni si determina:

$$c_r = 1.02$$

La velocità di base di riferimento " v_b ", è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa viene definita dall'espressione (cfr. figura seguente):

$$V_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



per il sito in esame, si hanno:

Zona 1: $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $k_s = 0.40$; $a_s = 750 \text{ m}$ ($a_s < a_0$) $c_a = 1$

Risulta: $v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \text{ m/s}$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1.02 = 25.50 \text{ m/s}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25.50^2 = 406.4 \text{ Pa} = 0.41 \text{ kPa}$$

Il coefficiente di esposizione " $c_e(z)$ " dipende dall'altezza " z " sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Esso viene determinato mediante la seguente espressione:

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

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

I cui parametri sono elencati nella tabella seguente:

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il coefficiente di topografia " c_t ", essendo il sito pianeggiante, viene assunto pari a 1.0.

La categoria di esposizione del sito viene definita, per la Zona 1, in riferimento alla figura seguente, per la classe di rugosità "C" del terreno, come risulta dal prospetto seguente.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
 Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
 Categoria IV in zona 1

Categ. di Esposiz.: IV $z_0 = 0.30$ m
 $z_{\min} = 8.0$ m

$z = 22$ m (altezza max della costruzione emergente dal p.c. > z_{\min})
 si ottiene: $c_e = 2.35$

Relativamente alla soletta di impalcato del ponte, la valutazione del coefficiente di pressione " c_p ", viene eseguita in accordo a quanto suggerito dalla CNR-DT 207/2008 (appendice G: §G.11.1).

Le azioni aerodinamiche per unità di lunghezza vengono ricondotte ad una forza orizzontale parallela alla direzione del vento, f_x , ed una forza verticale, f_y , mediante i seguenti coefficienti:

$$c_{fX} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

dove:

d = larghezza dell'impalcato nella direzione del vento = 19.50 m

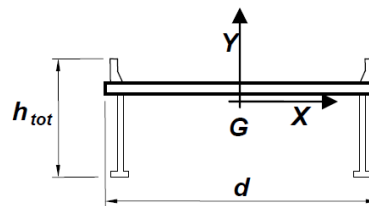
h_{tot} = altezza totale di ingombro dell'impalcato:

ad impalcato scarico:

$$h_{tot} = 1.50 + 0.50 = 2.00 \text{ m}$$

$$c_{fX} = 0.14$$

$$c_{fY} = \pm 1.20$$

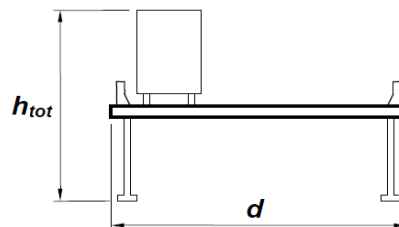


ad impalcato carico:

$$h_{tot} = 1.50 + 0.50 + 3.00 = 5.00 \text{ m}$$

$$c_{fX} = 0.37$$

$$c_{fY} = \pm 1.09$$



Il coefficiente riduttivo dinamico " c_d " è assunto cautelativamente pari a 1.0.

La pressione del vento risulta pertanto pari a: $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

ad impalcato scarico:

$$p_X = 0.41 \text{ kPa} \cdot 2.35 \cdot 0.14 \cdot 1.0 = 0.135 \text{ kPa} \cong 0.15 \text{ kPa}$$

$$p_Y = 0.41 \text{ kPa} \cdot 2.35 \cdot 1.20 \cdot 1.0 = 1.156 \text{ kPa} \cong 1.16 \text{ kPa}$$

ad impalcato carico:

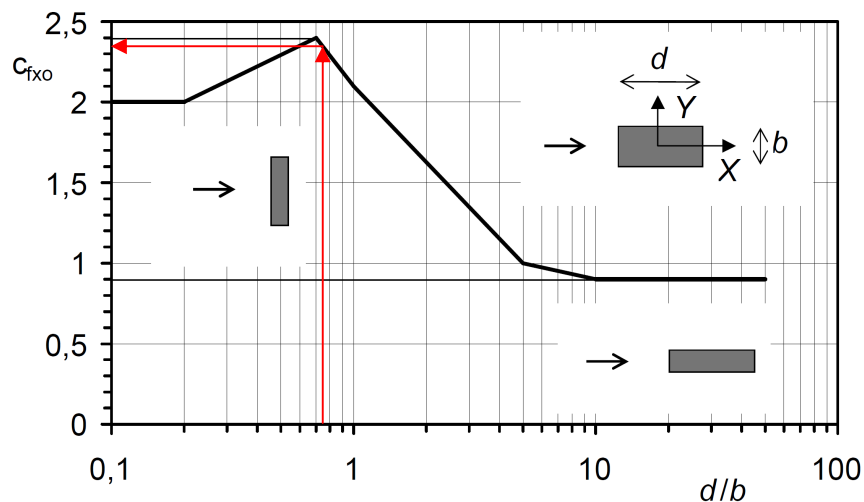
$$p_X = 0.41 \text{ kPa} \cdot 2.35 \cdot 0.37 \cdot 1.0 = 0.356 \text{ kPa} \cong 0.40 \text{ kPa}$$

$$p_Y = 0.41 \text{ kPa} \cdot 2.35 \cdot 1.09 \cdot 1.0 = 1.050 \text{ kPa} \cong 1.10 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda invece gli elementi metallici scatolari costituenti gli archi superiori portanti, la valutazione del coefficiente di pressione " c_p ", viene eseguita secondo quanto suggerito dalla CNR-DT 207/2008 (appendice G: §G.10.3).

Le azioni aerodinamiche per unità di sviluppo lineare dell'elemento vengono ricondotte ad una forza orizzontale parallela alla direzione del vento, f_{X0} , mediante il seguente coefficiente:

$$\begin{aligned}
 c_{f_{X0}} &= 2,0 & 0,1 \leq d/b \leq 0,2 \\
 c_{f_{X0}} &= 1,65 \cdot \log_{10}(d/b) + 3,15 & 0,2 \leq d/b \leq 0,7 \\
 c_{f_{X0}} &= -1,64 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,15 & 0,7 \leq d/b \leq 5 \\
 c_{f_{X0}} &= -0,33 \cdot \log_{10}(d/b) + 1,23 & 5 \leq d/b \leq 10 \\
 c_{f_{X0}} &= 0,9 & 10 \leq d/b \leq 50
 \end{aligned}$$



Nel caso specifico si ha pertanto:

$$\begin{aligned}
 d &= 0.75 \text{ m} \quad (\text{dimensione nella direzione parallela alla direzione del vento}) \\
 b &= 1.00 \text{ m} \quad (\text{dimensione nella direzione ortogonale alla direzione del vento}) \\
 d/b &= 0.75 \\
 c_{f_{X0}} &= 2.35
 \end{aligned}$$

La pressione del vento risulta pertanto pari a: $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

$$p = 0.41 \text{ kPa} \cdot 2.35 \cdot 2.35 \cdot 1.0 = 2.264 \text{ kPa} \cong 2.30 \text{ kPa}$$

8.10 Azioni Idrodinamiche (q_6)

Relativamente all'impalcato in esame tali azioni non sono applicabili.

8.11 Azioni della temperatura (q_7)

Dall'archivio dei dati climatici dell'Arpa Lombardia:

(<https://www.arpalombardia.it/Pages/Meteorologia/Richiesta-dati-misurati.aspx#>)

per il sito in oggetto, si rilevano i seguenti valori di temperatura locale giornaliera registrati nel corso degli anni 2010-2019:

	Valore minimo	Valore medio	Valore massimo
Temperatura minima	-10.20 °C	-7.43 °C	-4.20 °C
Temperatura media	9.37 °C	11.24 °C	12.60 °C
Temperatura massima	30.80 °C	33.16 °C	35.10 °C

In considerazione di quanto sopra, si sono assunti i seguenti valori di temperatura:

Temperatura media all'atto della costruzione:	T_0	=	+10 °C
Temperatura massima:	T_{MAX}	=	+35 °C
Temperatura minima:	T_{MIN}	=	-10 °C
Variazione termica <u>uniforme</u> (positiva):	ΔT_{u+}	=	+25 °C
Variazione termica <u>uniforme</u> (negativa):	ΔT_{u-}	=	-20 °C

Inoltre si è applicata una variazione termica differenziale tra estradosso ed intradosso della soletta pari a:

$$\Delta T_d = \pm 10 \text{ °C}$$

8.12 Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio (q_8)

Per le verifiche locali relative ai parapetti e alla soletta in c.a. alla quale questi sono collegati si è considerata una forza orizzontale applicata al corrimano pari a 1.50 kN/m.

Per quanto riguarda le verifiche locali della soletta in c.a. soggetta alle sollecitazioni prodotte in caso d'urto di un veicolo contro la barriera stradale, si è considerata una forza d'urto pari a 100 kN applicata alla barriera ad una altezza di 1.00 m sopra il piano stradale ed un carico isolato verticale, posizionato in adiacenza, pari a 200 kN su di una impronta di 0.35x0.60 m (schema di carico 2).

8.13 Resistenze parassite ai vincoli (q_9)

Le forze che derivano dalle resistenze parassite per attrito dei vincoli sono assunte pari a 3% dei carichi permanenti.

▪ p.p. soletta:	121.90 kN/m
▪ marciapiedi:	47.25 kN/m
▪ barriere:	2.00 kN/m
▪ parapetti:	1.00 kN/m
▪ pavimentazione:	41.60 kN/m

213.75 kN/m

Totale carichi portati: $213.75 \text{ kN/m} \cdot 60.90 \text{ m} = 13018 \text{ kN}$
Struttura metallica (archi, travi, diaframmi, controventi ecc.): 3340 kN

Totale carichi permanenti: 16358 kN
Carico sulla singola spalla: 8179 kN

Resistenza totale di attrito: $F_a = 8179 \cdot 0.03 = 245.37 \text{ kN} \cong 246 \text{ kN}$

8.14 Azioni sismiche (E)

8.14.1 Spettro di risposta Elastico in accelerazione della componente orizzontale

Sulla base dei coefficienti sismici precedentemente evidenziati si definisce lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale in accelerazione, per il terreno che caratterizza il sito, mediante le seguenti espressioni:

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

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

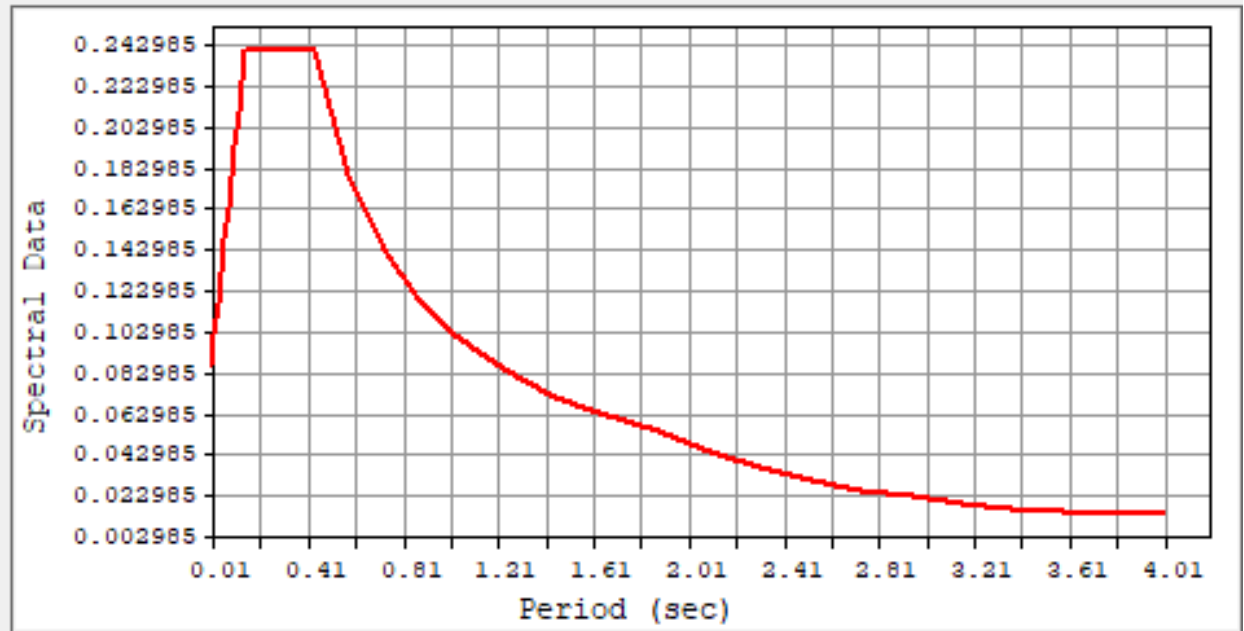
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

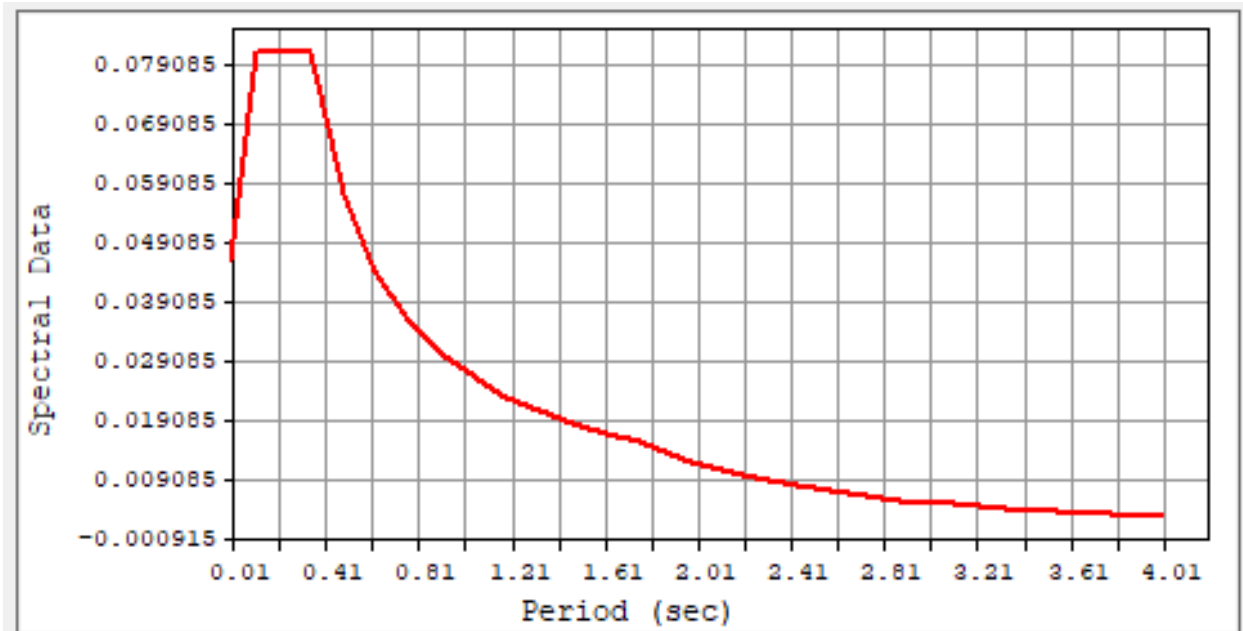
i cui parametri sono quelli riportati nella figura a seguire per ciascuno stato limite di interesse.

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.200	0.105	0.314	1.730	0.640	1.504	1.200
SLD	1.200	0.113	0.339	1.753	0.702	1.476	1.200
SLV	1.200	0.144	0.432	1.887	1.011	1.390	1.200
SLC	1.200	0.151	0.452	1.944	1.126	1.374	1.200

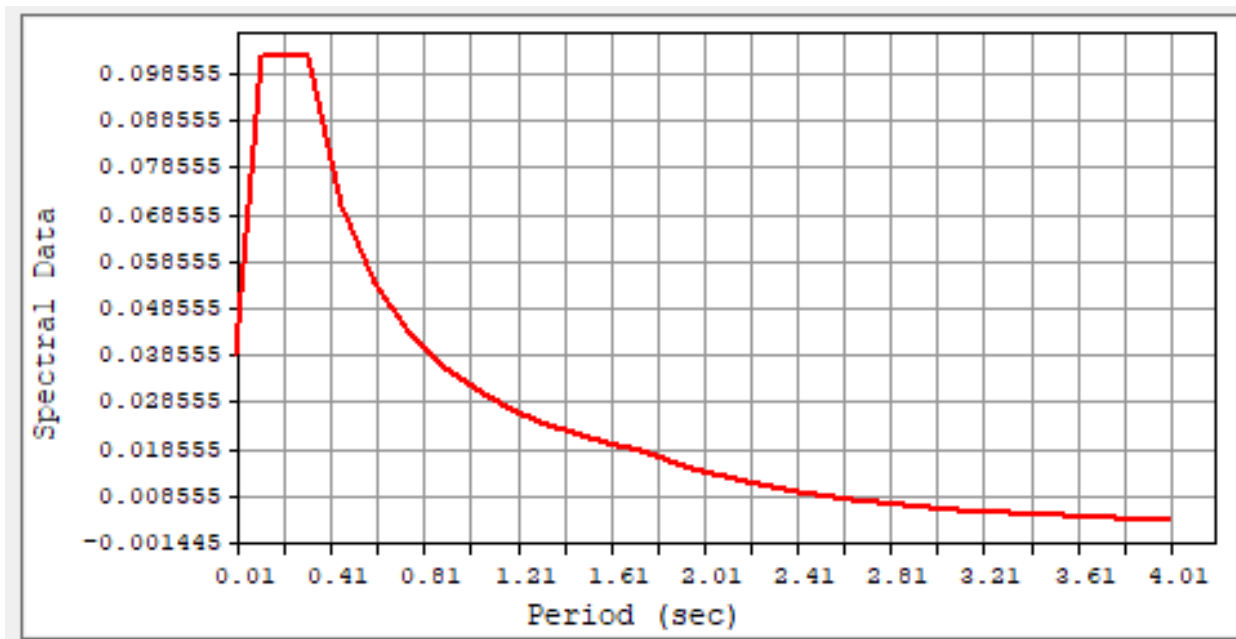
Nel seguito, per i diversi Stati Limite di interesse (SLV, SLD, SLO), vengono rappresentati graficamente gli spettri di risposta elastici dell'accelerazione orizzontale rapportata all'accelerazione di gravità: $S_e(T)/g$.



Spettro di risposta Elastico della componente orizzontale di accelerazione **SLV**



Spettro di risposta Elastico della componente orizzontale di accelerazione **SLD**


 Spettro di risposta Elastico della componente orizzontale di accelerazione **SLO**

8.14.2 Spettro di risposta Elastico in accelerazione della componente Verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito mediante le seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

nelle quali "T" è il periodo di vibrazione verticale

"Fv" è un coefficiente di amplificazione spettrale definito in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono quelli già definiti in precedenza per le componenti orizzontali, mentre valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono quelli riportati nella tabella seguente:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

8.14.3 Fattore di comportamento

Ai fini delle verifiche nei confronti dello stato limite SLV, in genere, è possibile tenere conto delle capacità dissipative della struttura riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ mediante un fattore di comportamento "q" funzione della tipologia strutturale, del suo grado di iperstaticità e dei criteri progettuali adottati.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

I valori di q_0 suggeriti dalla norma sono quelli riportati nella tabella seguente.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Nel caso specifico, non essendo presenti pile ed essendo le spalle connesse all'impalcato mediante collegamenti flessibili, tenendo inoltre conto del fatto che, nei confronti delle sollecitazioni orizzontali, le spalle si muovono solidalmente con il terreno e le accelerazioni orizzontali non subiscono amplificazioni in altezza, anche al fine di non avere sollecitazioni sismiche di SLV paradossalmente inferiori a quelle di SLD, il valore del fattore di comportamento "q" viene assunto pari a 1.0.

Il fattore riduttivo K_R che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza, in questo caso, non risulta applicabile in quanto al fattore di comportamento "q" non possono comunque essere attribuiti valori inferiori all'unità.

Da quanto sopra esposto lo spettro di risposta di *progetto* per le verifiche allo stato limite ultimo SLV risulta essere comunque quello *elastico* di base, sia per la componente orizzontale sia per quella verticale.

9. Combinazioni di carico

Stati limite ultimi (SLU) in condizioni Non Sismiche:

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;
- γ_G, γ_Q = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione;
- ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Stati limite ultimi (SLV) in condizioni Sismiche:

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV" ricavato dallo spettro di risposta elastico relativo con le ordinate eventualmente ridotte mediante il fattore di comportamento "q";
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} .

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

$$G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Nelle condizioni sismiche, in accordo alla normative (§5.1.3.12), i sovraccarichi stradali non sono applicati ($\psi_{2i}=0.00$).

Stati limite di esercizio (SLE) in condizioni Non Sismiche:

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

combinazione rara:	$E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
combinazione frequente:	$E_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
combinazione quasi permanente:	$E_d = G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

- ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Stati limite di Danno e di Operatività (SLD - SLO) in condizioni Sismiche:

Le azioni sollecitanti di calcolo sono ancora determinate secondo la formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove "E" in questo caso é l'azione sismica calcolata in relazione allo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Danno o di Operatività rispettivamente.

Ai coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 si attribuiscono i seguenti valori (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequentissimi)	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
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

Per tutte le predette combinazioni, le azioni caratteristiche dovute al traffico prese in considerazione sono quelle associate ai gruppi di carico evidenziati nella tabella seguente.

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

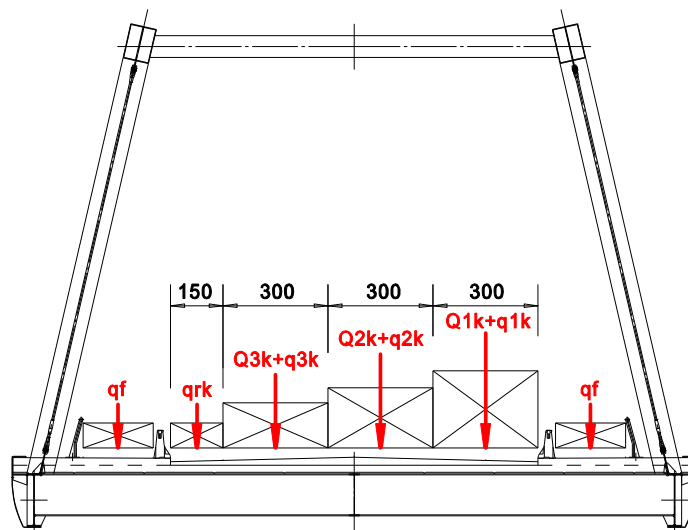
Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico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

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Nelle figure che seguono sono rappresentate le disposizioni dei carichi sull'impalcato adottate la fine di ricreare le più sfavorevoli condizioni di progetto.

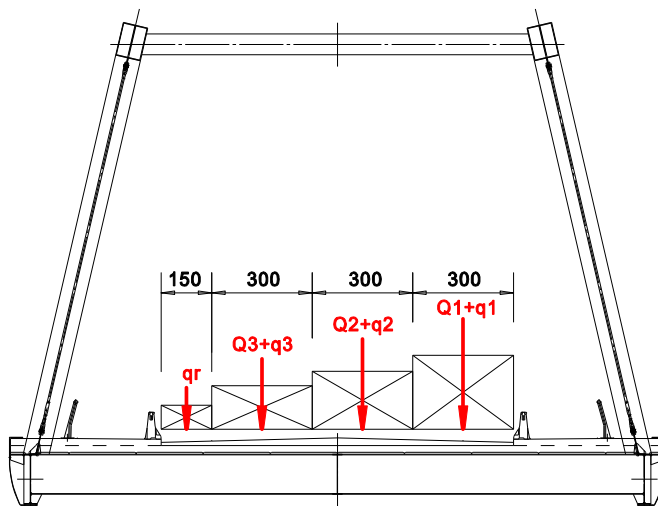
Gruppo 1

(Massimizzazione delle sollecitazioni sulle travi longitudinali e trasversali – $q_f = 2.50$ kPa)



Gruppo 2a

(Massimizzazione effetti longitudinali della frenatura – valori frequenti dei carichi verticali)



I sovraccarichi stradali sono trattati come carichi mobili determinando l'involuppo delle massime sollecitazioni risultanti dalle diverse disposizioni dei suddetti carichi lungo l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I predetti carichi da traffico sono combinati, nelle varie verifiche agli stati limite, con le altre azioni (permanenti strutturali e non strutturali, ritiro, viscosità, variazioni termiche, neve, vento, sisma) secondo gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione indicati nelle precedenti tabelle 5.1.V e 5.1.VI.

Oltre alle suddette combinazioni dei carichi sull'impalcato si è verificata anche la condizione di impalcato interamente coperto dalla neve (in tale situazione non sono applicati i carichi stradali).

Ne risultano in sintesi le combinazioni elencate nel seguito.

Legenda simboli:

g_1	p.p. strutturali (impalcato metallico e soletta)
g_2	p.p. portati (pavimentazione, marciapiedi, barriere, ecc...)
ε_2	ritiro
ε_3	viscosità
q_1	carichi stradali
q_f	carico folla (5.0 kPa)
q_3	frenatura
$q_{5,w}$	azioni del vento
$q_{5,s}$	azioni della neve
q_7	variazioni termiche
q_9	attrito ai vincoli
E	azioni sismiche.

Stati limite ultimi (SLU) in condizioni Non Sismiche:

Gr1:	$1.35 g_1 + 1.50 g_2 + 1.20 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 1.35 \cdot (q_1 + 0.5 q_f) + 1.50 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.50 q_9$
Gr2a:	$1.35 g_1 + 1.50 g_2 + 1.20 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 1.35 \cdot (0.75 q_1 + q_3) + 1.50 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.50 q_9$
Neve:	$1.35 g_1 + 1.50 g_2 + 1.20 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 1.50 q_{5,s} + 1.50 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.50 q_9$

Stati limite di esercizio (SLE) in condizioni Non Sismiche:

Combinazione Rara:	
Gr1:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 1.00 \cdot (q_1 + 0.5 q_f) + 1.00 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.00 q_9$
Gr2a:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.75 q_1 + 1.00 q_3 + 1.00 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.00 q_9$
Neve:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 1.00 q_{5,s} + 1.00 \cdot (0.6 q_{5,w} + 0.6 q_7) + 1.00 q_9$
Combinazione Frequente:	
Gr1:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.75 \cdot (q_1 + 0.5 q_f) + 0.5 q_7 + 1.00 q_9$
Gr2a:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 0.75 \cdot q_1 + 0.75 q_3 + 0.5 q_7 + 1.00 q_9$
Combinazione Quasi Permanente:	
Gr1:	$1.00 g_1 + 1.00 g_2 + 1.00 \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3) + (0.5 q_7) + 1.00 q_9$

Stati limite in condizioni Sismiche (SLV, SLD, SLO):

$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 + 1.00 \cdot E_{Hx} + 0.30 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 + 1.00 \cdot E_{Hx} - 0.30 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 - 1.00 \cdot E_{Hx} + 0.30 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 - 1.00 \cdot E_{Hx} - 0.30 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 + 0.30 \cdot E_{Hx} + 1.00 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 + 0.30 \cdot E_{Hx} - 1.00 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 - 0.30 \cdot E_{Hx} + 1.00 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$
$g_1 + g_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + q_9 - 0.30 \cdot E_{Hx} - 1.00 \cdot E_{Hy} + 1.00 \cdot E_V$

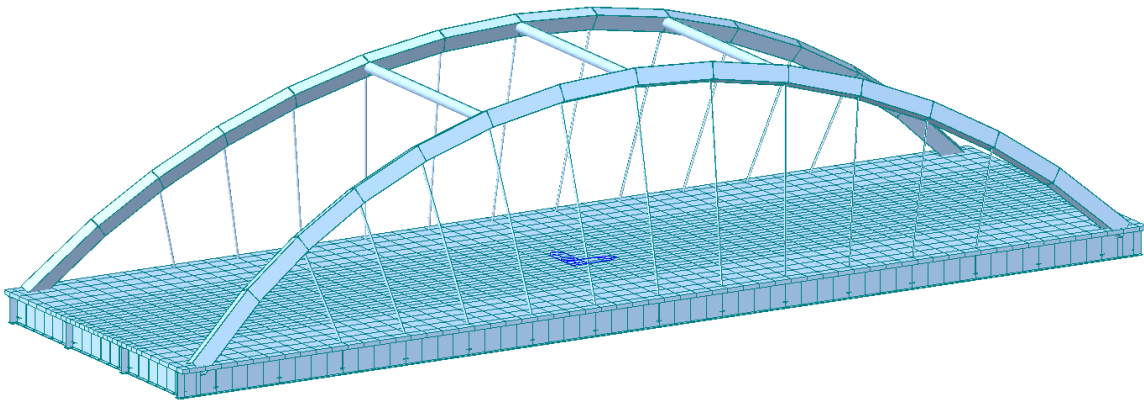
Da evidenziare che ciascuna delle predette combinazioni è in realtà composta da più “sotto-combinazioni” a seconda del segno \pm delle variazioni termiche uniformi e differenziali (q_7), del vento (q_5), della frenatura (q_3) e delle resistenze di attrito ai vincoli (q_9).

Le combinazioni sismiche si differenziano per il valore delle azioni sismiche di progetto per i diversi stati limite (SLV, SLD, SLO).

Alla struttura sono applicate le azioni sismiche orizzontali agenti in una direzione contate al 100% combinate con quelle orizzontali agenti nella direzione ortogonale contate al 30%. In tutte le combinazioni sismiche si è applicata anche la componente verticale al 100% rivolta verso il basso, che è quella che determina le condizioni di sollecitazione più gravose.

10. Metodo di calcolo e modello strutturale

La struttura è stata analizzata in regime elastico lineare mediante analisi dinamica modale. Le elaborazioni sono eseguite su di un modello di calcolo di tipo tridimensionale.



Modello di calcolo

Gli elementi strutturali principali (archi, travi metalliche, diaframmi, controventi) sono modellati mediante elementi tipo "beam"; si tratta di elementi prettamente monodimensionali caratterizzati da sviluppo lineare e da rigidzze flessionali nelle due direzioni ortogonali all'asse dell'elemento.

Agli elementi costituenti i controventi inferiori si sono applicate opportune condizioni di "svincolo" alle estremità (beam end release) al fine di simulare condizioni di vincolo a cerniera.

Elementi tipo "Beam"

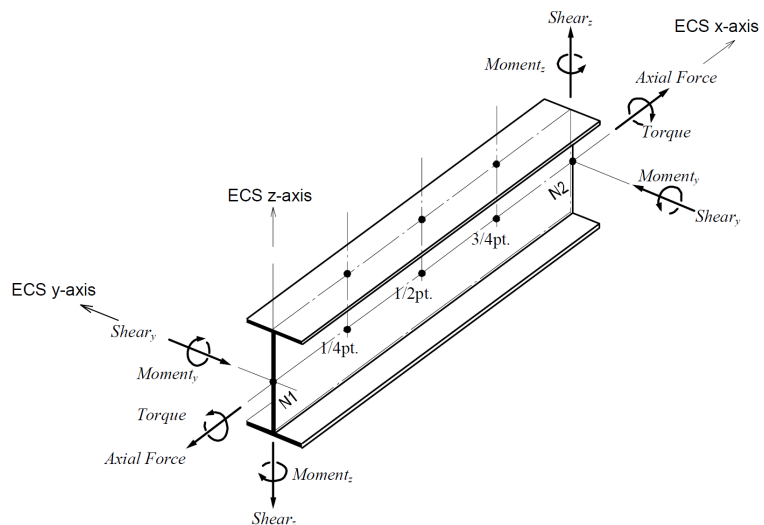
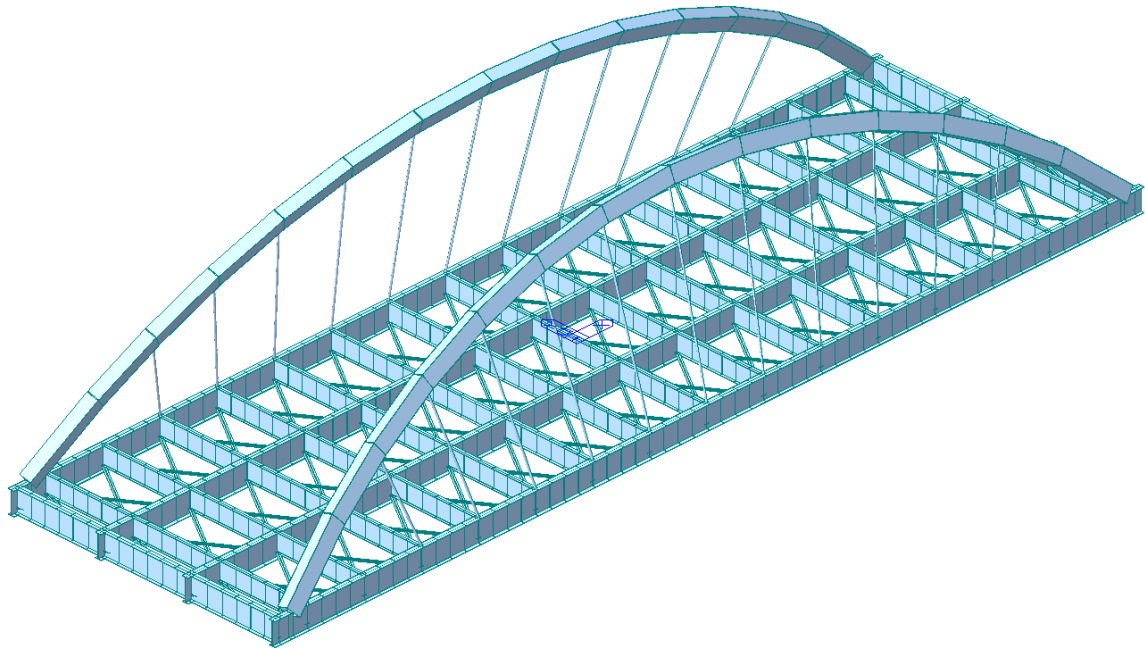
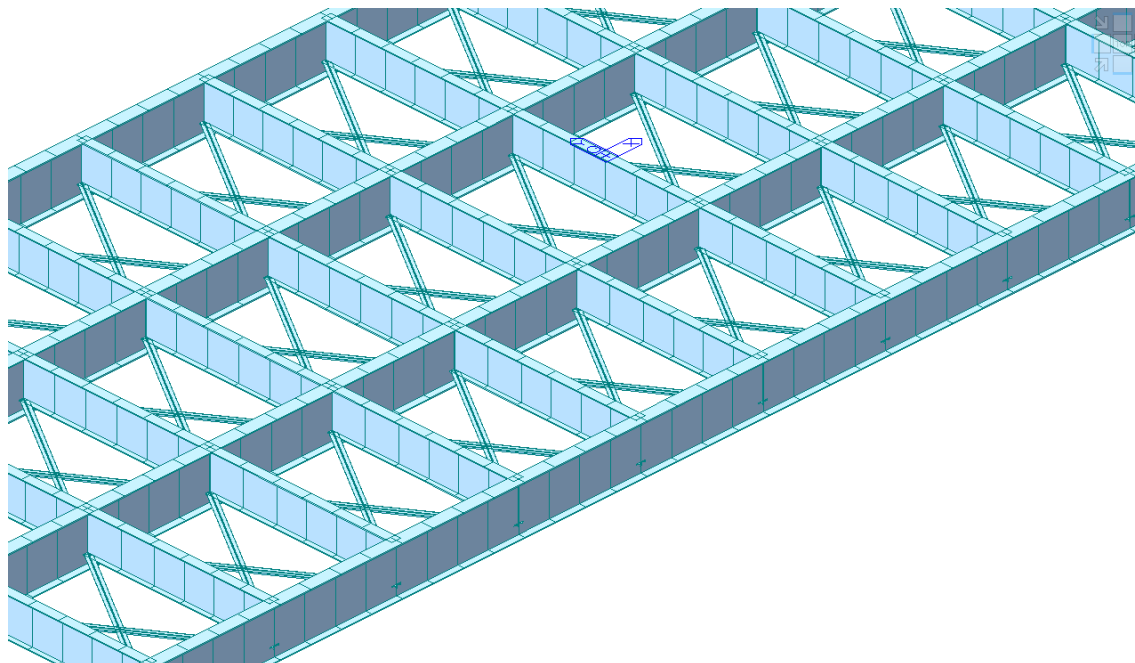


Figure I.8 Sign convention for ECS and element forces (or stresses) of a beam element

Le caratteristiche di sollecitazione agenti in tali elementi sono rappresentate, nel sistema di riferimento locale "ECS", dai valori dei momenti flettenti M_y , M_z , che sono i momenti che determinano inflessioni rispettivamente nel piano verticale "zx" e orizzontale "yx", dai corrispondenti valori delle sollecitazioni di taglio T_z , T_y , dalla sollecitazione assiale N_x e dal momento torcente M_x .



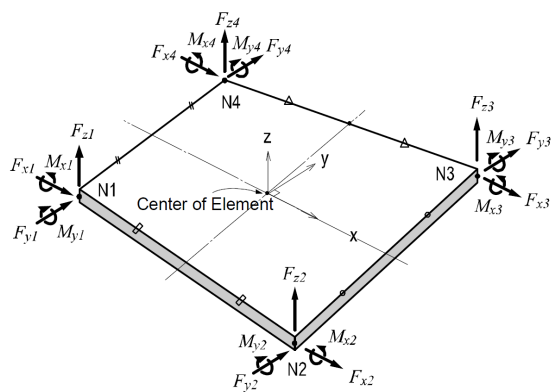
Modello di Calcolo – Strutture metalliche



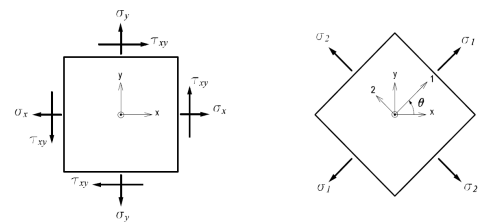
Modello di Calcolo – Particolare travi metalliche di impalcato

Per tenere conto del peso dovuto a vari elementi secondari non compresi nel modello di calcolo (irrigidimenti, piastre di connessione, saldature, bulloni, ecc.), si è maggiorato il peso specifico dell'acciaio del 20%.

La soletta di impalcato é stata modellata mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidezza sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).



Elementi tipo "Plate"



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction
 σ_y : Axial stress in the ECS y - direction
 τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2}$$

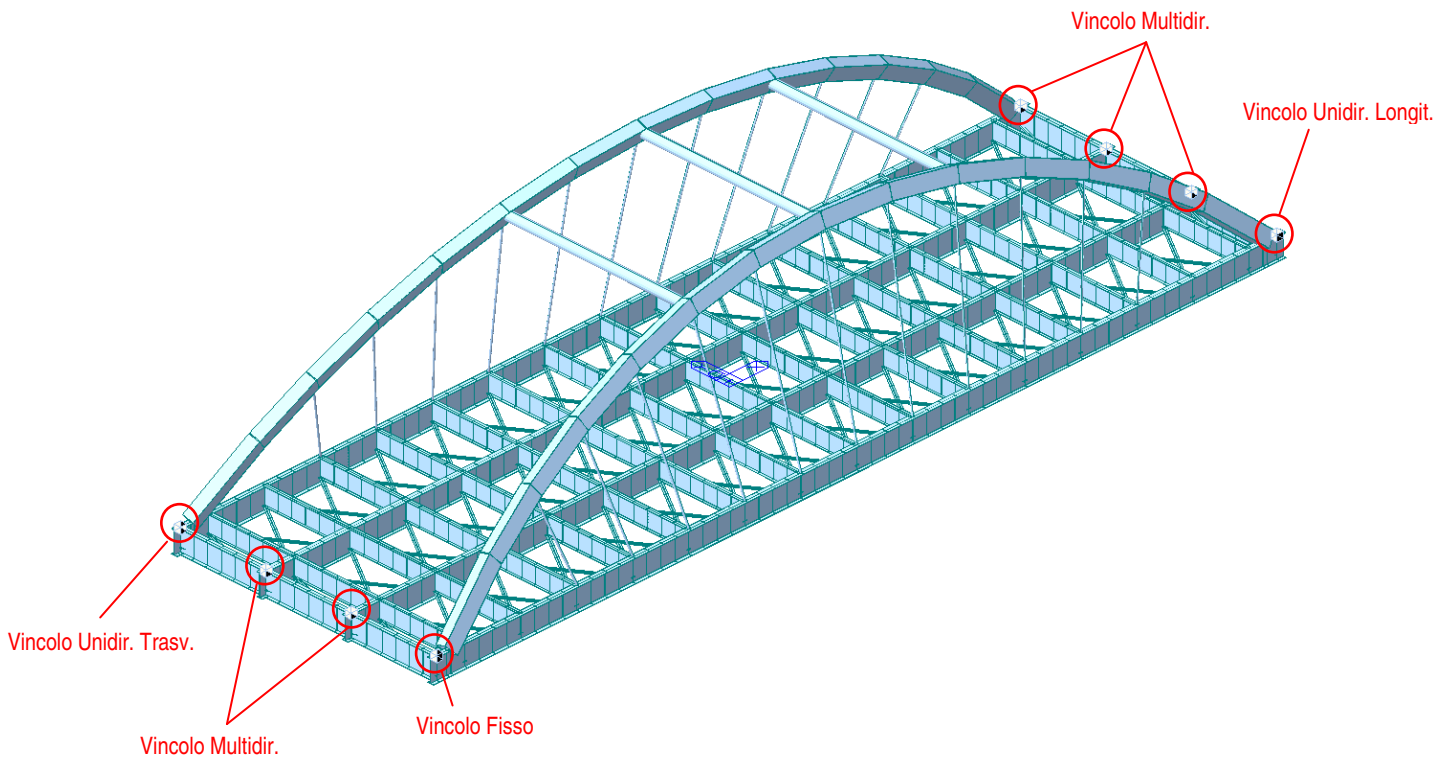
(b) Sign convention for plate element stresses

Figure 1.30 Output locations of plate element stresses and the sign convention

Tali elementi sono stati collegati rigidamente, mediante elementi specifici (tipo rigid link), alle ali superiori delle travi metalliche longitudinali e trasversali atti a modellare le connessioni offerte dai pioli tipo Nelson.

In relazione allo schema strutturale a campata unica semplicemente appoggiata, il modello di calcolo è stato limitato al solo impalcato applicando i vincoli, fissi e mobili, agli appoggi; questo in quanto eventuali cedimenti differenziali delle spalle, comunque estremamente limitati per la presenza degli elementi di fondazione indiretta, non determinano l'insorgere di sollecitazioni aggiuntive nell'impalcato.

Le reazioni che risulteranno nelle varie combinazioni di carico ai suddetti vincoli saranno utilizzate nelle verifiche statiche e strutturali delle spalle, oltre che per le verifiche di resistenza degli appoggi stessi.



Modello di Calcolo – Particolare vincoli agli appoggi

10.1 Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice: MIDAS Gen
Versione 2021 (v1.1)
N. di Serie U001-01641
Licenza n. D2E4FCD9227E74C5
Produttore Midas IT Co., Ltd – Corea del Sud (<http://en.midasuser.com/>)
Distributore HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it)

Motivazione della scelta del codice

MIDAS GEN è un software di calcolo agli elementi finiti del tutto generalizzato che consente di analizzare strutture di qualsiasi genere, sia in campo statico che dinamico.

Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente una vasta serie di test di validazione.

Valutazione della correttezza dei modelli

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni equilibrano i carichi applicati.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con calcoli semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

10.2 Configurazioni del modello di calcolo

La distribuzione delle tensioni e delle deformazioni nella struttura per effetto dei carichi applicati dipende dalle caratteristiche della struttura mista acciaio-calcestruzzo e dalle modalità di montaggio.

In particolare di deve tener conto che:

- nelle fasi di getto e prima della maturazione del calcestruzzo, la soletta agisce solo come peso, ma non collabora con le travi in acciaio cui è connessa;
- il ritiro del calcestruzzo è contrastato dalle travi per mezzo dei pioli di connessione;
- l'applicazione dei carichi di lunga durata induce effetti della viscosità del cls.

Per tenere conto di tali condizioni il modello di calcolo considera le seguenti tre configurazioni:

Configurazione 1: Solo struttura in acciaio per la determinazione delle tensioni e delle deformazioni prodotte dal peso della struttura in acciaio e della soletta in calcestruzzo prima della maturazione (g_1);

Configurazione 2: Struttura in acciaio più soletta collaborante, con modulo elastico fittizio E_c^* , per tenere conto degli effetti della viscosità del calcestruzzo (ϵ_3), per determinare le tensioni e le deformazioni ad opera dei carichi di lunga durata:

- permanenti portati (g_2)
- ritiro (ϵ_2)

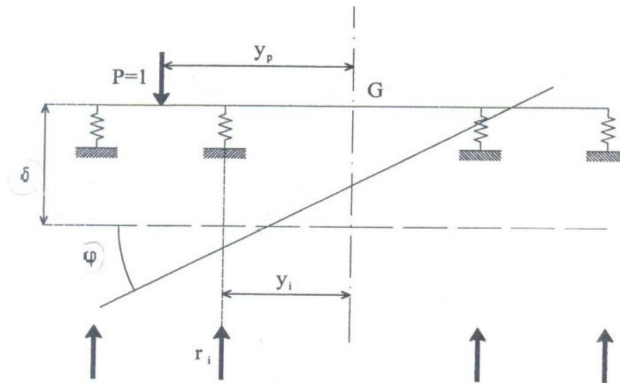
Configurazione 3: Struttura in acciaio più soletta collaborante, ma con modulo elastico reale, per determinare le tensioni e le deformazioni ad opera dei carichi di breve durata:

- carichi mobili (Q_{ki} , q_{ki}) disposti sull'impalcato nelle varie configurazioni
- carichi longitudinali di frenatura (q_3)
- attrito ai vincoli (q_9)
- variazioni termiche (q_7) uniformi e differenziali
- azioni del vento a ponte carico e scarico ($q_{5,w}$)
- carico neve ($q_{5,s}$) a ponte scarico
- azioni sismiche (E)

10.3 Ripartizione trasversale dei carichi

Per effetto della distribuzione trasversale dei carichi mobili, l'impalcato compie una rotazione determinando una ripartizione dei carichi mobili stessi tra le varie travi portanti principali.

Nel caso di traversi rigidi e rigidità torsionale delle travi trascurabile, l'impalcato compie una rotazione rigida determinando una distribuzione di tipo lineare che può essere valutata mediante il metodo di Courbon.



Nel caso in oggetto, tale ripartizione avviene invece automaticamente mediante l'elaborazione del modello di calcolo tridimensionale che tiene conto delle effettive rigidità flessionali e torsionali sia della soletta che delle singole travi.

10.4 Analisi modale e modi di vibrare

Il comportamento vibrazionale della struttura contempla la compresenza di tutti i modi di vibrare, pertanto, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, deve essere valutata una combinazione dei modi relativi alle masse messe in gioco, poiché non tutti i valori massimi vengono raggiunti contemporaneamente. Questa valutazione viene effettuata in termini statistici, mediante una combinazione dei valori considerati.

L'analisi sismica è stata eseguita, come richiesto dalla norma, mediante analisi dinamica di tipo modale con combinazione dei modi di vibrare di tipo CQC (Combinazione Quadratica Completa) verificando che la massa partecipante totale sia pari almeno all'85% della massa modale totale.

Le sollecitazioni sismiche sono applicate alle masse strutturali ed alle aliquote dei sovraccarichi di esercizio, in funzione dell'ampiezza dello spettro di risposta adottato.

L'effetto combinato del sisma, calcolato separatamente nelle due direzioni X e Y e nei due versi positivo e negativo, è determinato per ogni singola membratura, sommando i valori massimi ottenuti per il sisma in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per il sisma nella direzione ortogonale.

$$\pm Ex \pm 0.30 Ey$$

$$\pm Ey \pm 0.30 Ex$$

MODE NO.	F R E Q U E N C Y [RAD/SEC]	[CYCLES/SEC]	PERIOD [SEC]	TOLERANCE
1	8.241259E+00	1.311637E+00	7.62406E-01	0.00000E+00
2	1.354144E+01	2.155186E+00	4.63997E-01	0.00000E+00
3	1.840300E+01	2.928928E+00	3.41422E-01	0.00000E+00
4	1.947341E+01	3.099290E+00	3.22655E-01	0.00000E+00
5	2.101670E+01	3.344912E+00	2.98962E-01	0.00000E+00
6	2.665097E+01	4.241634E+00	2.35758E-01	0.00000E+00
7	2.685953E+01	4.274827E+00	2.33928E-01	0.00000E+00
8	2.695026E+01	4.289267E+00	2.33140E-01	0.00000E+00
9	2.697151E+01	4.292650E+00	2.32956E-01	0.00000E+00
10	2.699233E+01	4.295962E+00	2.32777E-01	0.00000E+00
11	2.699398E+01	4.296226E+00	2.32762E-01	0.00000E+00
12	2.699899E+01	4.297023E+00	2.32719E-01	0.00000E+00
13	2.699975E+01	4.297144E+00	2.32713E-01	0.00000E+00
14	2.700052E+01	4.297267E+00	2.32706E-01	0.00000E+00
15	2.700058E+01	4.297276E+00	2.32706E-01	0.00000E+00
16	2.700188E+01	4.297483E+00	2.32694E-01	0.00000E+00
17	2.700321E+01	4.297695E+00	2.32683E-01	0.00000E+00
18	2.700340E+01	4.297724E+00	2.32681E-01	0.00000E+00
19	2.700380E+01	4.297789E+00	2.32678E-01	0.00000E+00
20	2.700451E+01	4.297901E+00	2.32672E-01	0.00000E+00
21	2.700465E+01	4.297924E+00	2.32670E-01	0.00000E+00
22	2.700488E+01	4.297960E+00	2.32669E-01	0.00000E+00
23	2.700521E+01	4.298012E+00	2.32666E-01	0.00000E+00
24	2.700529E+01	4.298025E+00	2.32665E-01	0.00000E+00
25	2.700543E+01	4.298048E+00	2.32664E-01	0.00000E+00
26	2.700560E+01	4.298075E+00	2.32662E-01	0.00000E+00
27	2.700564E+01	4.298082E+00	2.32662E-01	0.00000E+00
28	2.700573E+01	4.298095E+00	2.32661E-01	0.00000E+00
29	2.700584E+01	4.298113E+00	2.32660E-01	0.00000E+00
30	2.700585E+01	4.298114E+00	2.32660E-01	0.00000E+00
31	2.700590E+01	4.298122E+00	2.32660E-01	0.00000E+00
32	2.700597E+01	4.298134E+00	2.32659E-01	0.00000E+00

11. Verifiche strutture metalliche impalcato

11.1 Classificazione delle sezioni

Nelle strutture metalliche è essenziale definire con precisione l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni.

A tale scopo è previsto un metodo di classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali basato sulla capacità rotazionale (duttilità) degli stessi.

In funzione della duttilità le sezioni sono suddivise in:

- Classe 1 (sezioni duttili)
- Classe 2 (sezioni compatte)
- Classe 3 (sezioni semi-compatte)
- Classe 4 (sezioni snelle)

In analogia a quanto previsto dall'EC3 parte 1-1, le NTC 2018 propongono per le sezioni strutturali più comuni un sistema di classificazione basato sulla snellezza delle parti compresse (cfr. figure seguenti).

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

		Parti interne compresse			
		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 $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)					
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 \cdot c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,07 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 \cdot c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75

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

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

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90$ ϵ^2 vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

La capacità resistente della sezione trasversale di un elemento strutturale viene quindi determinata in base alla sua classificazione secondo uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E): si applica a tutti i tipi di sezione assumendo un comportamento elastico lineare del materiale fino al raggiungimento della condizione di snervamento

Metodo plastico (P): si applica alle sole sezioni di tipo compatto (classe 1 e 2) assumendo la completa plasticizzazione del materiale

Metodo elasto-plastico (EP): si applica a tutte i tipi di sezione assumendo una legge costitutiva del materiale di tipo bilineare o più complessa

In relazione al fatto che alcune sezioni trasversali degli elementi strutturali sono appartenenti alla classe 4, le verifiche di resistenza delle membrature dell'impalcato sono eseguite secondo il metodo Elastico (E), assumendo un comportamento elastico lineare fino allo snervamento.

11.2 Resistenze di calcolo

La NTC 2018 fornisce un prospetto riassuntivo con i valori della tensione di snervamento caratteristica dei vari tipi di acciaio in funzione dello spessore degli elementi (cfr. figura seguente).

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Nel caso specifico è previsto l'utilizzo di acciaio tipo S355 avente le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$\begin{aligned} \text{per } t \leq 40 \text{ mm} \quad f_{yk} &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ \text{per } t > 40 \text{ mm} \quad f_{yk} &= 335 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La resistenza di calcolo viene quindi definita mediante l'applicazione di un opportuno coefficiente di sicurezza come riportato nella tabella seguente.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

11.3 Verifiche Strutturali elementi in acciaio

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali sono eseguite considerando lo stato di sollecitazione composto risultante negli elementi ad opera dei carichi applicati.

Nel seguito si riporta, a titolo esemplificativo, un breve estratto delle verifiche eseguite dal codice di calcolo, in accordo all'EC3, per uno degli elementi costituenti la struttura.

Vengono in particolare eseguite:

▪ Classificazione della sezione:

```
=====  
[[[*]]] CLASSIFY LEFT FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====
```

```
( ). Determine classification of compression flanges(Double angle).  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81  
-. b/t = BTR = 9.00  
-. sigma1 = 84096.256 KPa.  
-. sigma2 = 80265.377 KPa.  
-. BTR_L = (H+B) / (2*tf) = 10.00  
-. BTR > 15*e or BTR_L > 11.5*e ( Class 4 : Slender ).
```

```
=====  
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====
```

```
( ). Determine classification of compression flanges(Double angle).  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81  
-. b/t = BTR = 9.00  
-. sigma1 = 79882.289 KPa.  
-. sigma2 = 76051.411 KPa.  
-. BTR_L = (H+B) / (2*tf) = 10.00  
-. BTR > 15*e or BTR_L > 11.5*e ( Class 4 : Slender ).
```

```
=====  
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).  
=====
```

```
( ). Determine classification of bending and compression elements(Double angle).  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81  
-. d/t = HTR = 10.00  
-. sigma1 = 78384.245 KPa.  
-. sigma2 = -8440.895 KPa.  
-. Psi = sigma2 / sigma1 = -0.108  
-. Alpha = 0.123  
-. HTR < 9*e/(Alpha)^1.5 ( Class 1 : Plastic ).
```

Nel caso di sezioni di Classe 4 sono determinate le caratteristiche geometriche “efficaci”:

```

=====
[[[*]]]  CALCULATE EFFECTIVE AREA.
=====

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 60020.877 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = 60020.877 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of right flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 60020.877 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = 60020.877 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.

( ). Calculate cross-section properties of right web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.

```

e le corrispondenti proprietà “efficaci” resistenti:

```

=====
[[[*]]]  CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.
=====

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 20052.956 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = 20052.956 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

```

```
( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of right flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 20052.956 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = 20052.956 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.045 m.

( ). Calculate cross-section properties of right web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.045 m.

=====
[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.
=====

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
-. k_sigma = 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 = 0.5602

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] = 0.5204
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 4022.422 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = 191.544 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

( ). Calculate effective cross-section properties of right flange flange of Class 4 (Outstand
element).
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. Rho = 1.0 (Only tensile stresses).
-. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = -191.544 KPa.
-. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = -4022.422 KPa.
-. r = 0.000 m.
-. bc = 0.100 m.
-. beff = Rho*bc + r = 0.100 m.
-. Aeff = beff * tf = 0.001 m^2.
-. yeff = beff/2 = 0.050 m.

( ). Calculate cross-section properties of left web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.045 m.

( ). Calculate cross-section properties of right web.
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
-. r = 0.000 m.
-. Ar = 0.000 m^2.
-. dc = 0.090 m.
-. deff = dc + r = 0.090 m.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 9.000e-004 m^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 0.045 m.
```

```

=====
[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.
=====

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 0.0038 m^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 0.0038 m^2.
-. Weffy = 5.0481e-005 m^3.
-. Aeffz = 0.0038 m^2.
-. Weffz = 6.8617e-005 m^3.
-. eNy = 0.0000 m.
-. eNz = 0.0000 m.

```

▪ **Verifica di resistenza a compressione/trazione per sollecitazione assiale:**

```

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 118.5 < 200.0 ----> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 1284.76 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
-. N_Ed / Nc_Rd = 228.08 / 1284.76 = 0.178 < 1.000 ----> O.K.

```

Con verifica nei confronti della instabilità per carico assiale:

```

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 1.551
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 560.92 kN.
-. Lambda_by > 0.2 and N_Ed/Ncry > 0.04 --> Need to check.
-. Alphay = 0.490
-. Phiy = 0.5 * [ 1 + Alphay*(Lambda_by-0.2) + Lambda_by^2 ] = 2.033
-. Xiy = MIN [ 1 / [Phiy + SQRT(Phiy^2 - Lambda_by^2)], 1.0 ] = 0.299
-. Nb_Rdy = Xiy*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 366.22 kN.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 1.046
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 1232.69 kN.
-. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.
-. Alphaz = 0.490
-. Phiz = 0.5 * [ 1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2 ] = 1.254
-. Xiz = MIN [ 1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0 ] = 0.514
-. Nb_Rdz = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 629.93 kN.

( ). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).
-. Nb_Rd = MIN[ Nb_Rdy, Nb_Rdz ] = 366.22 kN.
-. N_Ed / Nb_Rd = 228.08 / 366.22 = 0.623 < 1.000 ----> O.K.

```


▪ Verifica di resistenza a taglio:

```

=====
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
=====

( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. Avy = 2*B*tf = 0.0020 m^2.
-. Avz = 2*h*tw = 0.0020 m^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 390.40 kN.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 390.40 kN.

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
( LCB = 8-, POS = J )
-. Applied shear force : V_Edy = 0.08 kN.
  V_Edy = 0.08
-. ----- = ----- = 2.142e-004 < 1.000 ----> O.K.
  Vpl_Rdy = 390.40

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 390.40 kN.

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ----> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
( LCB = 4, POS = I )
-. Applied shear force : V_Edz = 1.60 kN.
  V_Edz = 1.60
-. ----- = ----- = 0.004 < 1.000 ----> O.K.
  Vpl_Rdz = 390.40
    
```

▪ Verifica di resistenza a flessione nelle due direzioni principali dell'elemento:

```

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Weffy = 5.0481e-005 m^3.
-. Mc_Rdy = Weffy * fy / Gamma_M0 = 17.07 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
  M_Edy = 2.52
-. ----- = ----- = 0.147 < 1.000 ----> O.K.
  Mc_Rdy = 17.07

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Weffz = 6.8617e-005 m^3.
-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 23.20 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
  M_Edz = 0.30
-. ----- = ----- = 0.013 < 1.000 ----> O.K.
  Mc_Rdz = 23.20
    
```

▪ **Verifica di resistenza per lo stato di sollecitazione composto:**

```

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 17.07 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 23.20 kN-m.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[ Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44) ] - Class4
      N_Ed      M_Edy + N_Ed*eNy      M_Edz + N_Ed*eNz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
      Aeff*fy/Gamma_M0      My_Rd      Mz_Rd
      = 0.338 < 1.000 ----> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
-. N_Ed = -228.08 kN.
-. M_Edy = 2.52 kN-m.
-. M_Edz = -0.30 kN-m.
-. kyy = 1.138
-. kyz = 0.829
-. kzy = 1.518
-. kzz = 1.105
-. Xiy = 0.299
-. Xiz = 0.514
-. XiLT = 1.000
-. Aeff = 0.0038 m^2.
-. Weffy = 5.0481e-005 m^3.
-. Weffz = 6.8617e-005 m^3.
-. eNy = 0.0000 m.
-. eNz = 0.0000 m.
-. N_Rk = Aeff*fy = 1349.00 kN.
-. My_Rk = Weffy*fy = 17.92 kN-m.
-. Mz_Rk = Weffz*fy = 24.36 kN-m.
-. N_Ed*eNy = 0.00 kN-m.
-. N_Ed*eNz = 0.00 kN-m.
-. Rmax_LT1 = ----- + kyy * ----- + kyz * -----
      N_Ed      M_Edy + N_Ed*eNy      M_Edz + N_Ed*eNz
      Xiy*N_Rk/Gamma_M1      XiLT*My_Rk/Gamma_M1      Mz_Rk/Gamma_M1
      = 0.810 < 1.000 ----> O.K.
-. Rmax_LT2 = ----- + kzy * ----- + kzz * -----
      N_Ed      M_Edy + N_Ed*eNy      M_Edz + N_Ed*eNz
      Xiz*N_Rk/Gamma_M1      XiLT*My_Rk/Gamma_M1      Mz_Rk/Gamma_M1
      = 0.612 < 1.000 ----> O.K.
-. Rmax = MAX[ Rmax1, MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.810 < 1.000 ----> O.K.

```

Nelle pagine che seguono, per ciascuno dei principali elementi caratteristici costituenti la struttura, si riportano le schede di verifica di dettaglio per l'elemento più sollecitato.

11.3.1 Trave longitudinale tipo

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 16506
Material S355 (No:1)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name ACCIAIO LONG (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 2.00000

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 6047.10 (LCB: 10+, POS:1/2)	Depth 1.50000	Web Thick 0.01500
Bending Moments	My = -2416.5, Mz = -128.79	Top F Width 0.40000	Top F Thick 0.03000
End Moments	Myi = -242.43, Myj = 0.12778 (for Lb) Myi = -242.43, Myj = -2239.4 (for Ly) Mzi = 79.9707, Mzj = 0.07660 (for Lz)	Bot.F Width 0.40000	Bot.F Thick 0.03000
Shear Forces	Fyy = 346.385 (LCB: 25, POS:1/2) Fzz = 571.497 (LCB: 12+, POS:1/2)	Area 0.04550	Asz 0.02250
		Cyb 0.84720	Czb 0.00083
		Iy 0.01070	Izz 0.00032
		Ybar 0.20000	Zbar 0.75000
		Wely 0.02227	Welz 0.00100
		ry 0.00516	rz 0.08382

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.27850, Lz = 2.00000, Lb = 2.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 72.8 < 200.0$ (Memb:16588, LCB: 12+)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{tRd} = 6047.1/15417.1 = 0.392 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2416.46/8593.03 = 0.281 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 128.788/838.814 = 0.154 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
R.MNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny}_Rd, M_{Edz}/M_{nz}_Rd]
R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny}_Rd)^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz}_Rd)^{Beta}
R.byN = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_M0), R.byM = M_{Edy}/My_Rd + M_{Edz}/Mz_Rd
Rmax = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM)] = 0.827 < 1.000 O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{yRd} = 0.074 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.212 < 1.000$ O.K

11.3.2 Trasverso tipo

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	16624
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	ACCIAIO TRASV (No:2) (Built-up Section).
Member Length	: 6.10000

2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 1197.27$ (LCB: 10+, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 2271.09$, $M_z = 17.5881$
End Moments	$M_{yi} = 2271.09$, $M_{yj} = 74.5488$ (for Lb) $M_{yi} = 2271.09$, $M_{yj} = 74.5488$ (for Ly) $M_{zi} = 17.5881$, $M_{zj} = 11.5032$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 28.8185$ (LCB: 14+, POS:I) $F_{zz} = 777.173$ (LCB: 10-, POS:J)

Depth	1.20000	Web Thick	0.01500
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.02500
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.02500
Area	0.03225	Asz	0.01800
Qyb	0.45906	Qzb	0.00050
Iyy	0.00708	Izz	0.00011
Ybar	0.15000	Zbar	0.50000
Wely	0.01180	Welz	0.00075
ry	0.40852	rz	0.05015

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 6.10000$, $L_z = 6.10000$, $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 103.1 < 200.0$ (Memb:16624, LCB: 10+)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 1197.3/10903.6 = 0.110 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2271.09/3989.08 = 0.569 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 17.588/254.300 = 0.069 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.748 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.010 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.313 < 1.000$ O.K

11.3.3 Controvento tipo

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	16855
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	CONTROV (No:6) (Built-up Section).
Member Length	: 3.20975

2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -211.63$ (LCB: 10-, POS:J)
Bending Moments	$M_y = 1.85089$, $M_z = 0.64219$
End Moments	$M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 1.85089$ (for Lb) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 1.85089$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.49754$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -0.2171$ (LCB: 14+, POS:1/2) $F_{zz} = -1.4444$ (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.10000	Web Thick	0.01000
Flg Width	0.10000	Flg Thick	0.01000
STB Spacing	0.01000		
Area	0.00380	Asz	0.00167
Oyb	0.00254	Ozb	0.00500
Iyy	0.00000	Izz	0.00001
Ybar	0.10500	Zbar	0.07132
Wely	0.00005	Welz	0.00008
ry	0.03078	rz	0.04563

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.20975$, $L_z = 3.20975$, $L_b = 3.20975$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 118.5 < 200.0$ (Memb:16678, LCB: 10-)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 211.628/444.656 = 0.476 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.8509/17.0674 = 0.108 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.6422/23.1990 = 0.028 < 1.000$ O.K

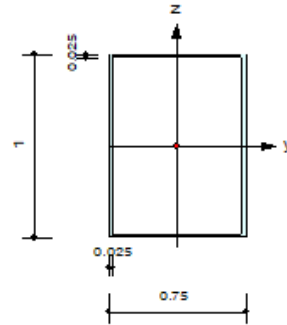
Combined Resistance
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A_{eff}f_y/\Gamma_{M0})$, $R_{byM} = (M_{Edy} + N_{Ed}e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed}e_{Nz})/M_{z,Rd}$
 $R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy}A_{eff}f_y/\Gamma_{M1})$
 $R_{bLT1} = k_{yy}(M_{Edy} + N_{Ed}e_{Ny})/(X_{iLT}W_{effy}f_y/\Gamma_{M1}) + k_{yz}(M_{Edz} + N_{Ed}e_{Nz})/(W_{effz}f_y/\Gamma_{M1})$
 $R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz}A_{eff}f_y/\Gamma_{M1})$
 $R_{bLT2} = k_{zy}(M_{Edy} + N_{Ed}e_{Ny})/(X_{iLT}W_{effy}f_y/\Gamma_{M1}) + k_{zz}(M_{Edz} + N_{Ed}e_{Nz})/(W_{effz}f_y/\Gamma_{M1})$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{byN} + R_{byM}, \text{MAX}(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.629 < 1.000$... O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

11.3.4 Arco tipo

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 16542
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name ARCO (No:4)
 (Built-up Section).
 Member Length : 5.27089



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -9856.2 (LCB: 10-, POS:J)
 Bending Moments My = 2552.33, Mz = 645.171
 End Moments Myi = -1271.4, Myj = 2183.00 (for Lb)
 Myi = -1271.4, Myj = 2183.00 (for Ly)
 Mzi = 49.5495, Mzj = 578.637 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -106.47 (LCB: 10+, POS:I)
 Fzz = -735.50 (LCB: 10+, POS:I)

Depth	1.00000	Web Thick	0.02500
Flg Width	0.75000	Top F Thick	0.02500
Web Center	0.72500	Bot.F Thick	0.02500
Area	0.08500	Asz	0.05000
Oyb	0.29503	Ozb	0.24250
Iyy	0.01249	Izz	0.00800
Ybar	0.37500	Zbar	0.50000
Wely	0.02497	Welz	0.02134
ry	0.38327	rz	0.30083

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.27089, Lz = 5.27089, Lb = 5.27089
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmlT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

KL/r = 58.0 < 200.0 (Memb:16534, LCB: 12+)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 9856.2/26983.8 = 0.365 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 2552.33/8443.22 = 0.302 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 645.17/6693.69 = 0.096 < 1.000 O.K

Combined Resistance

R.byN = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), R.byM = (M_Edy+N_Ed*enY)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*enZ)/Mz_Rd

Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*enY)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*enZ)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT2 = kzy*(M_Edy+N_Ed*enY)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*enZ)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[R.byN+R.byM, MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.805 < 1.000 ... O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.015 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.075 < 1.000 O.K

Come rilevabile dalle schede esemplificative riportate in precedenza, ciascuna verifica viene effettuata calcolando il rapporto tra la sollecitazione agente e la resistenza. La verifica consiste quindi nel controllare che tale rapporto sia sempre inferiore all'unità.

$$R = S_d / R_d \leq 1$$

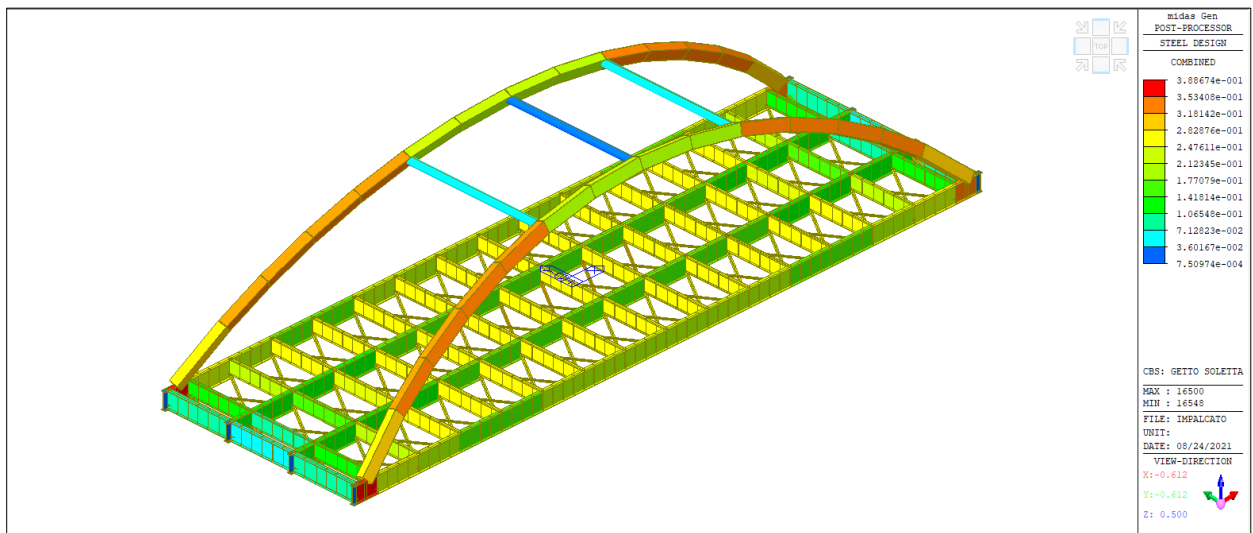
Il controllo del soddisfacimento delle verifiche in oggetto viene agevolato dalla possibilità di rappresentare graficamente i valori dei suddetti rapporti per tutti gli elementi strutturali del modello di calcolo evidenziando quindi quelli che eventualmente dovessero superare il valore limite.

Nelle figure seguenti vengono riportate le rappresentazioni grafiche del suddetto rapporto calcolato per le strutture portanti in acciaio, in riferimento allo stato di sollecitazione "composto", per le tre configurazioni di modello precedentemente descritte.

Configurazione 1: SLU - Getto soletta

Resistente solo la struttura in acciaio

I carichi permanenti di struttura metallica e soletta sono moltiplicati per $\gamma_{g1} = 1.35$



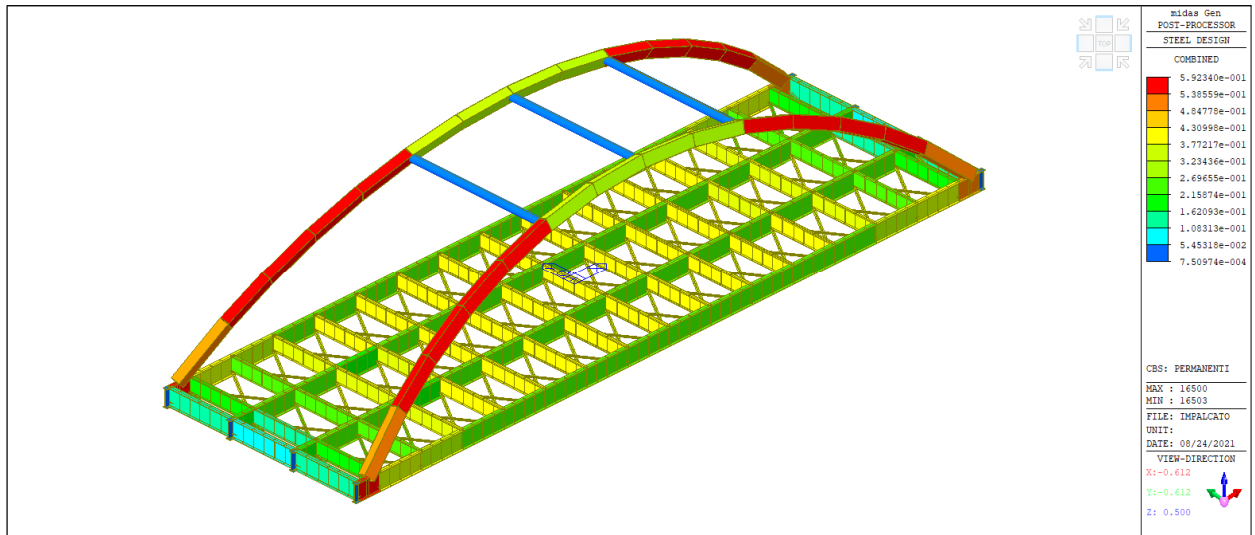
Rapporto di resistenza $R_{max} = S_d / R_d = 0.389$

Configurazione 2: SLU Carichi Permanenti (di lungo termine)

Soletta in c.a. con modulo elastico ridotto per effetto della viscosità

I carichi permanenti di struttura metallica e soletta sono moltiplicati per $\gamma_{g1} = 1.35$

I carichi permanenti portati sono moltiplicati per $\gamma_{g2} = 1.50$



Rapporto di resistenza $R_{max} = S_d / R_d = 0.592$

Configurazione 3: SLU Azioni di progetto di breve durata

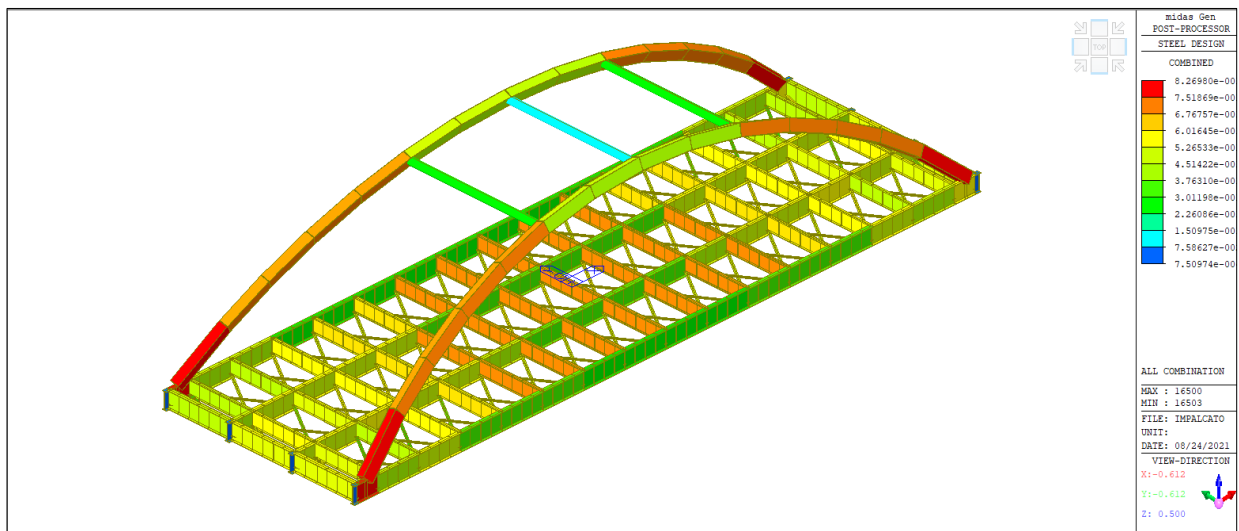
Soletta in c.a. con modulo elastico reale

I carichi permanenti di struttura metallica e soletta sono moltiplicati per $\gamma_{g1} = 1.35$

I carichi permanenti portati sono moltiplicati per $\gamma_{g2} = 1.50$

Le azioni variabili (carichi mobili, attrito ai vincoli, variazioni termiche, vento, neve, sismiche) sono applicate con i relativi coefficienti di combinazione.

La rappresentazione grafica si riferisce alle massime caratteristiche di sollecitazione risultanti dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico statiche e sismiche.

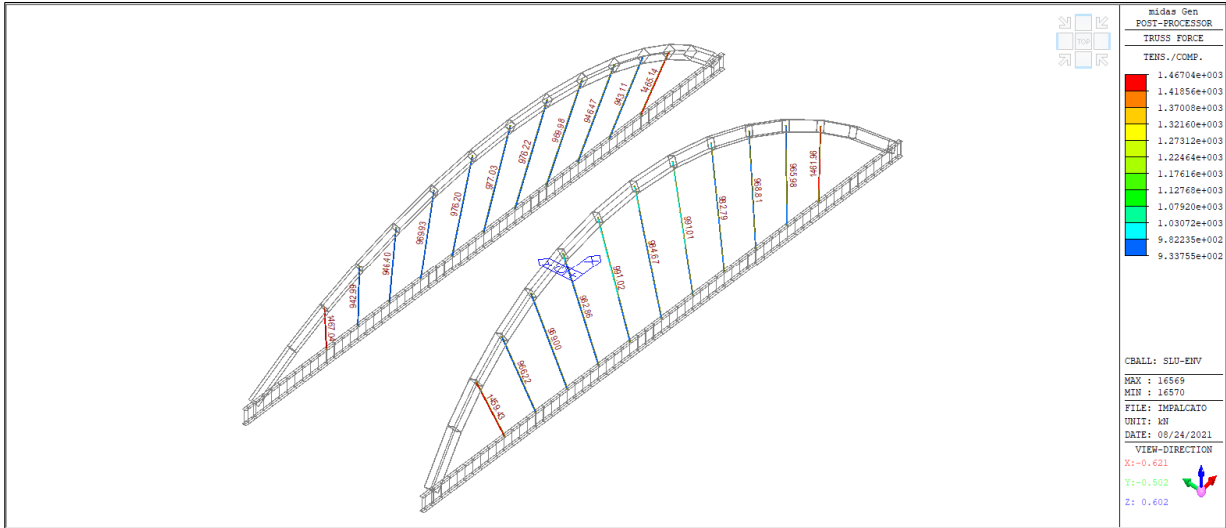


Rapporto di resistenza $R_{max} = S_d / R_d = 0.827$

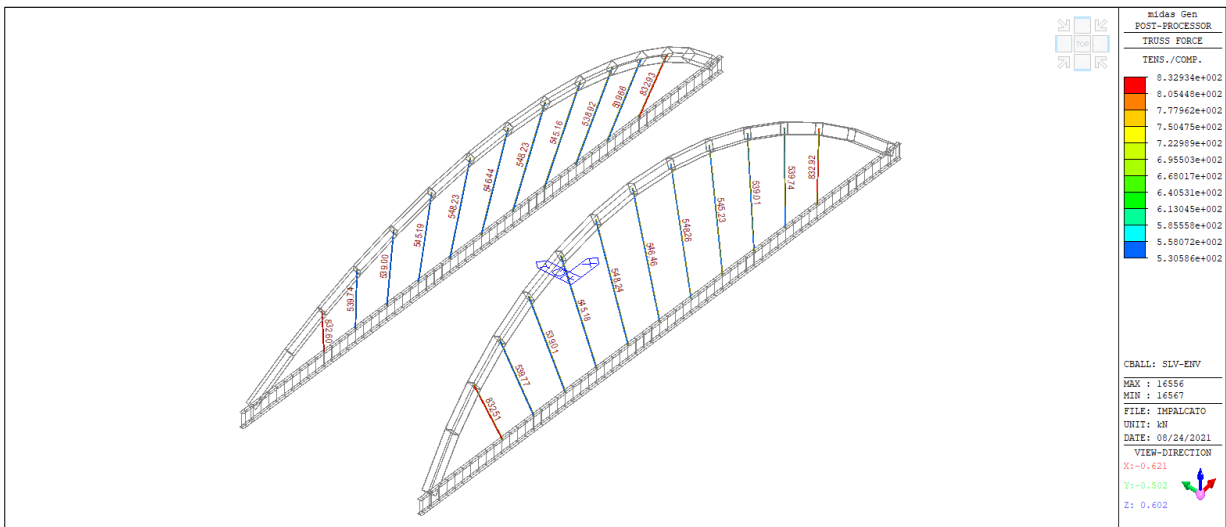
Come rilevabile dai valori dei rapporti di resistenza ottenuti, tutti gli elementi strutturali sono verificati.

11.3.5 "Pendino" tipo

Nelle figure che seguono sono rappresentate le caratteristiche di sollecitazione di trazione massime relative all'inviluppo di tutte le combinazioni di carico statiche e quelle relative all'inviluppo di tutte le combinazioni di carico sismiche.



Inviluppo Combinazioni Statiche $N_{max} = 1467$ kN



Inviluppo Combinazioni Sismiche $N_{max} = 833$ kN

I pendini in oggetto presentano una sezione trasversale circolare avente diametro $D=80$ mm e sono costituiti da acciaio tipo S460.

La loro resistenza a trazione si valuta pertanto come:

$$A_s = \pi \cdot D^2 / 4 = 5026 \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2 \quad (40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm})$$

$$\gamma_s = 1.05$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 419 \text{ N/mm}^2$$

$$R_d = A_s \cdot f_{yd} = 2105 \text{ kN} > N_{\max} \rightarrow \text{ok!}$$

12. Verifiche soletta in c.a.

Nel modello di calcolo adottato la soletta di impalcato é stata modellata mediante l'utilizzo di elementi piani tipo "plate".

Le verifiche strutturali sono quindi eseguite nelle due direzioni longitudinale e trasversale in riferimento ad una sezione di estensione unitaria, sulla base delle armature resistenti competenti.

12.1 Verifiche a flessione

Nel seguito si riportano, a titolo di esempio, i dettagli delle verifiche di resistenza per l'elemento di soletta maggiormente sollecitato.

Armature inferiori:

<< BOTTOM >>

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23841
  Thickness : 250.0000 mm.
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fcd = 18.1333 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 65.0000 mm.
              dT = 65.0000 mm.
  LCB No. : 9+

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 185.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 48.563 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 880.6000 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 141528.9312 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.8598 mm^2/mm. ( 1859.8499 mm^2/m.)
  M_Ed = 121173.2671 N-mm./mm.
  M_Rd = 141528.9312 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.856 < 1.0 ---> O.K !
    
```

Armature Superiori:

<< TOP >>

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 24044
  Thickness : 250.0000 mm.
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fcd = 18.1333 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 65.0000 mm.
              dT = 65.0000 mm.
  LCB No. : 10-

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 185.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 48.563 mm.
    
```

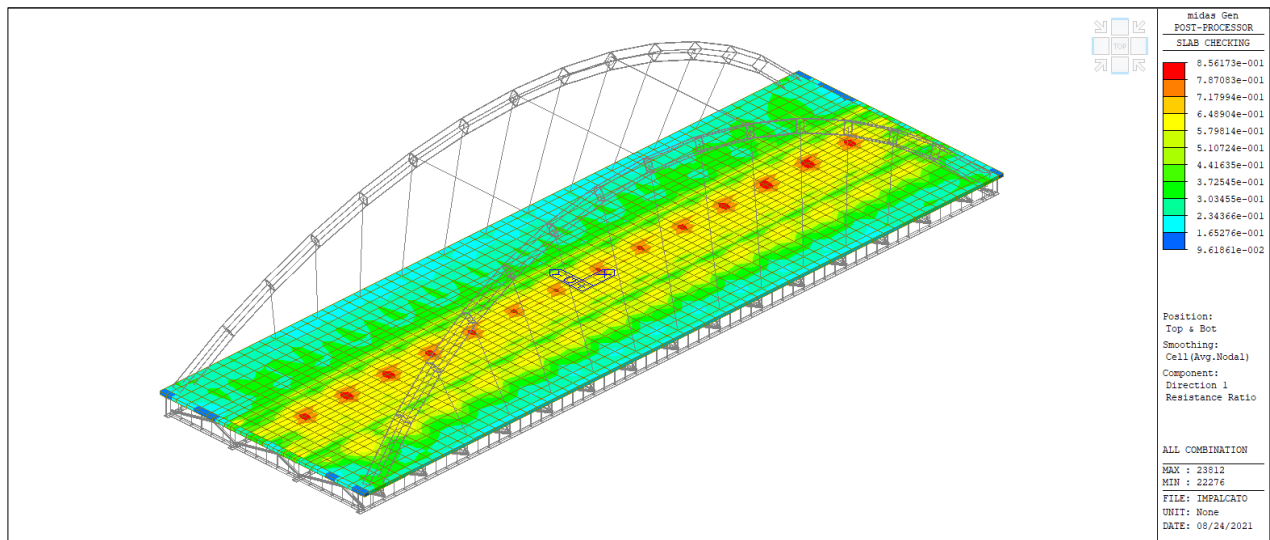
```

eta      = 1.000
Cc       = eta*fcd*b*a = 880.6000 N.
M_Rd    = Cc*(d-a/2) = 141528.9312 N-mm./mm.

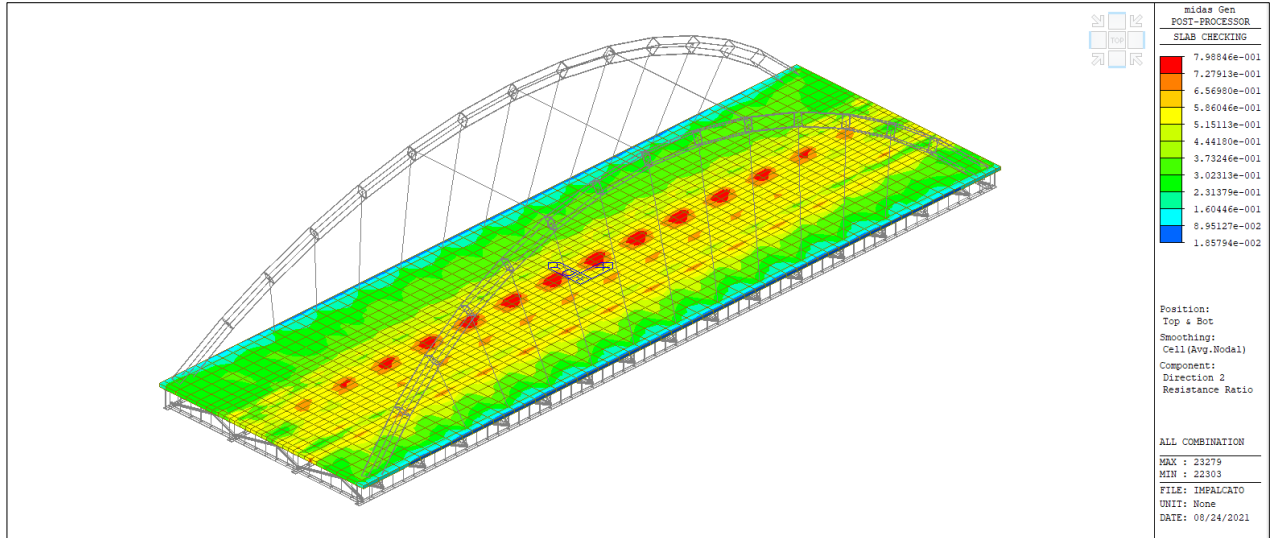
- . Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P24 @200
As_req = 1.7710 mm^2/mm. ( 1770.9728 mm^2/m. )
M_Ed    = 115382.7264 N-mm./mm.
M_Rd    = 141528.9312 N-mm./mm.
RatM    = M_Ed / M_Rd = 0.815 < 1.0 ----> O.K !
    
```

Le figure seguenti rappresentano i "tassi di sfruttamento", per le due direzioni di orditura delle armature, in tutti gli elementi costituenti la soletta. Tali valori sono pari al rapporto tra il momento agente e quello resistente e sono ricavati dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico statiche e sismiche (ovviamente tali rapporti devono risultare sempre inferiori a 1):

$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$



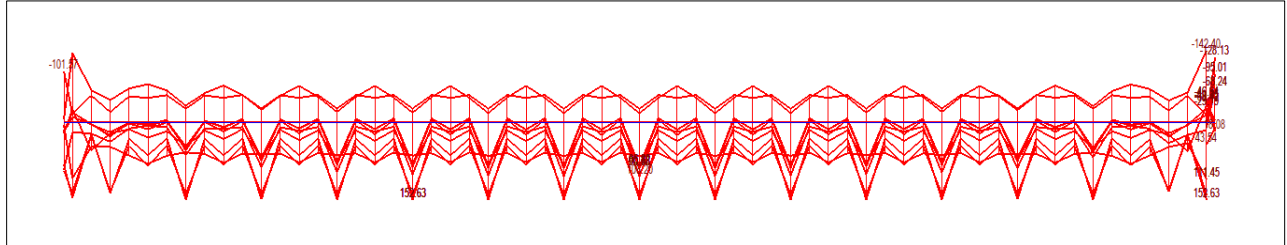
Orditura longitudinale (Dir 1)
Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $\text{Rat}_{M_{\max}} = 0.856 < 1$



Orditura trasversale (Dir 2)
Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $Rat_{M_{max}} = 0.799 < 1$

12.2 Verifiche a taglio

La figura seguente rappresenta l'andamento dei massimi valori delle sollecitazioni di taglio agenti lungo sezioni longitudinali al ponte.



Sollecitazioni di taglio lungo sezioni longitudinali

Tali sollecitazioni risultano variabili nell'intervallo $30 \div 160$ kN su elementi di estensione pari a 2.00 m; la sollecitazione unitaria di taglio (a metro di soletta) vale pertanto:

$$V_{Ed} = 15 \div 80 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente " V_{Rd} " viene determinato con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.3.5.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente al lembo compresso.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Nel seguito si riportano i calcoli corrispondenti.

-. Information of Parameters.

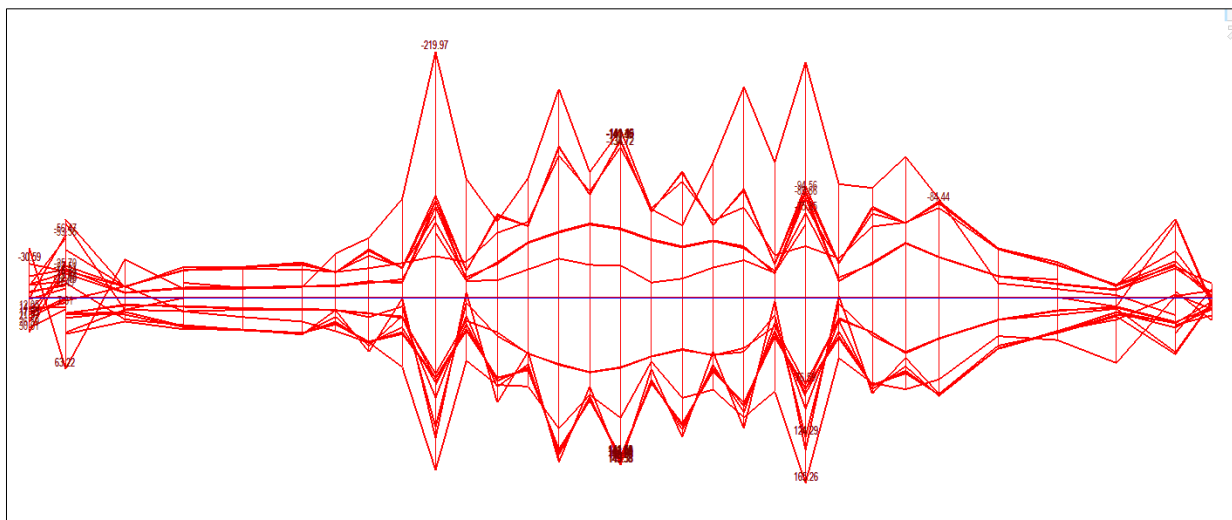
Line Name : Cut-Line #16
 LCB No. : 10-
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 0.2500 m.
 Bot Covering : 0.0725 m.
 Top Covering : 0.0725 m.
 Effect. Depth : 0.1775 m.

-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 1.0000 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 2.0000 (d in mm)
 rho = 0.013
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.013
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 146.4062 kN.

Risulta: $V_{Rd} = 146.41 \text{ kN/m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

La figura seguente rappresenta l'andamento dei massimi valori delle sollecitazioni di taglio agenti lungo sezioni trasversali al ponte.



Sollecitazioni di taglio lungo sezioni trasversali

Tali sollecitazioni risultano variabili nell'intervallo $30 \div 219$ kN su elementi di estensione pari a 2.10 m; la sollecitazione unitaria di taglio (a metro di soletta) vale pertanto:

$$V_{Ed} = 14 \div 105 \text{ kN/m}$$

Il valore del taglio resistente " V_{Rd} " viene determinato con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.3.5.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente al lembo compresso.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Nel seguito si riportano i calcoli corrispondenti.

- Information of Parameters.

Line Name : Cut-Line #21
LCB No. : 9+
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 0.2500 m.
Bot Covering : 0.0725 m.
Top Covering : 0.0725 m.
Effect. Depth : 0.1775 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500
bw = 1.0583 m.
k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 2.0000 (d in mm)
rho = 0.013
rho1 = min[rho, 0.02] = 0.013
V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
= 154.9466 kN.

Risulta: $V_{Rd} = 154.95 \text{ kN/m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

12.3 Verifiche predalles in fase di getto

Per il getto della soletta é prevista la posa di lastre prefabbricate tralicciate "predalles" da utilizzare come cassero "a perdere".

Nel seguito di riportano le verifiche relative ai tralici delle suddette predalles durante la fase di getto della soletta, non ancora collaborante. La luce di calcolo di tali elementi é pari a 6.10 m.

I tralici sono disposti da interasse di 30 cm e sono costituiti da due barre $\varnothing 12$ mm annegate nella predalle e da una barra $\varnothing 16$ mm corrente superiore. I calcoli sono eseguiti con riferimento al singolo traliccio (larghezza di carico = 30 cm).

Carichi agenti:

p.p. soletta + predalle:	$g_1 = 6.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m}$	=	1.88 kN/m
sovraccarico operatori:	$q_1 = 0.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m}$	=	0.15 kN/m
carico di calcolo:	$q = g_1 \cdot 1.30 + q_1 \cdot 1.50$	=	2.66 kN/m

Momento massimo: $M_{Ed} = q \cdot 6.10^2 / 8 = 12.38 \text{ kNm}$

Compress. barra superiore: $N_{Ed} = 12.38 \text{ kNm} / 0.20 \text{ m} = 61.92 \text{ kN}$

Trazione barra inferiore: $N_{Ed} = 12.38 \text{ kNm} / 0.20 \text{ m} / 2 = 30.96 \text{ kN}$

Resistenze:

Barra sup. $\varnothing 16$ mm: $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 201 \text{ mm}^2 \cdot 391.30 \text{ N/mm}^2 = 78.65 \text{ kN} > N_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Barra inf. $\varnothing 12$ mm: $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 113 \text{ mm}^2 \cdot 391.30 \text{ N/mm}^2 = 44.22 \text{ kN} > N_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

13. Reazioni agli appoggi

Nelle tabelle seguenti sono riassunte le massime reazioni degli appoggi presenti sulle spalle ricavate dagli involucri delle varie combinazioni di carico esaminate.

Si evidenzia che i suddetti valori di carico sono quelli finali, comprensivi di tutti i coefficienti parziali di combinazione delle varie azioni.

Spalla SX:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
13037	SLU-ENV(all)	-873.704235	344.444379	5989.874339	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU-ENV(all)	-894.692676	0.000000	5838.408387	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU-ENV(all)	0.000000	0.000000	2187.604933	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU-ENV(all)	0.000000	0.000000	2212.841640	0.000000	0.000000	0.000000
13037	SLV-ENV(all)	198.995881	-84.573928	3296.063747	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLV-ENV(all)	194.552747	0.000000	3296.210509	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLV-ENV(all)	0.000000	0.000000	938.935093	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLV-ENV(all)	0.000000	0.000000	936.730399	0.000000	0.000000	0.000000

Spalla DX:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
13056	SLU-ENV(all)	0.000000	-220.870340	5991.985099	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU-ENV(all)	0.000000	0.000000	5843.428264	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU-ENV(all)	0.000000	0.000000	2187.285948	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU-ENV(all)	0.000000	0.000000	2213.742082	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLV-ENV(all)	0.000000	-33.642314	3292.577761	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLV-ENV(all)	0.000000	0.000000	3293.403699	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLV-ENV(all)	0.000000	0.000000	939.243822	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLV-ENV(all)	0.000000	0.000000	938.463203	0.000000	0.000000	0.000000

I massimi carichi verticali (Fz) agli appoggi risultano pari a:

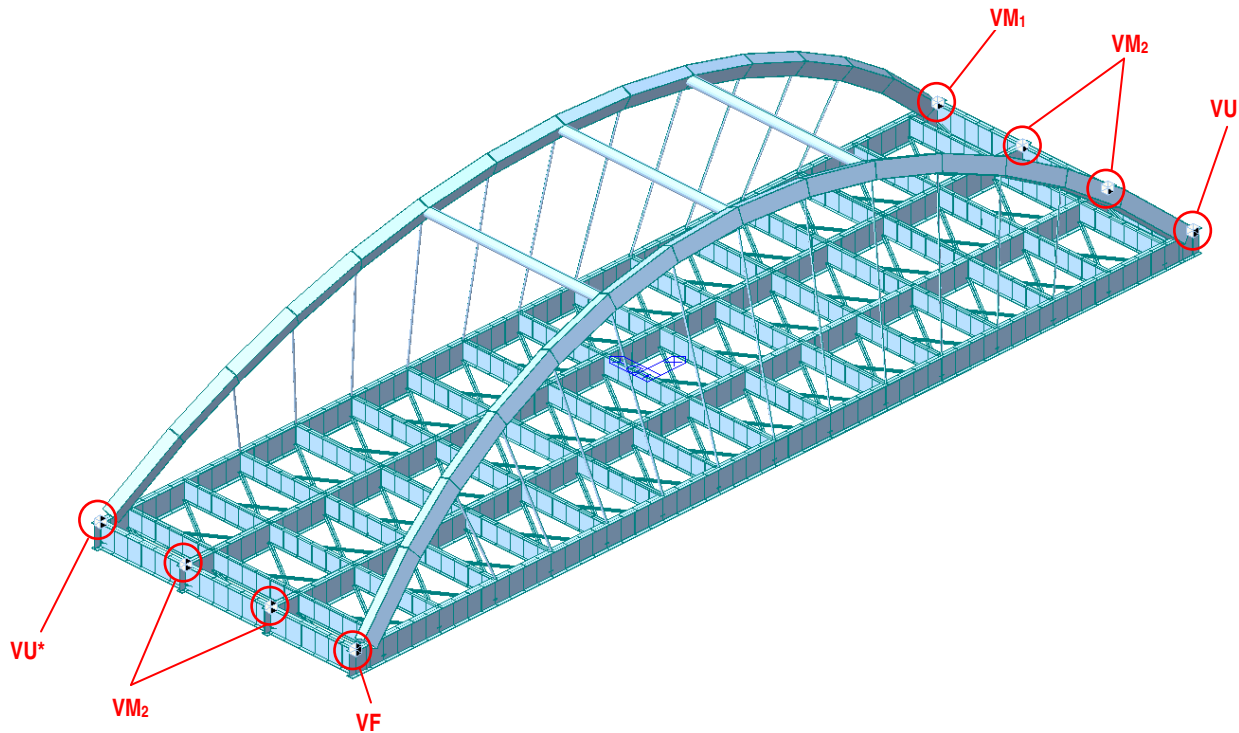
- travi longitudinali esterne: 5843 - 5992 kN \cong 6000 kN
- travi longitudinali interne: 2212 - 2188 kN \cong 2200 kN

I massimi carichi longitudinali (Fx) risultano pari a: 874 - 895 kN \cong 900 kN

I massimi carichi trasversali (Fy) risultano pari a: 221 - 344 kN \cong 350 kN

I valori delle reazioni indicati in tabella sono quindi quelli utilizzati per la definizione delle caratteristiche di resistenza degli appoggi.

Avendo adottato un valore del fattore di comportamento unitario ($q=1$), le sollecitazioni ottenute sono quelle massime possibili. I dimensionamenti e le verifiche di resistenza relative agli apparecchi di appoggio sono quindi effettuati in riferimento alle suddette sollecitazioni senza necessità di applicarvi ulteriori fattori di sovra resistenza γ_{Rd} (§7.9.5.3).



Particolare Appoggi

Di seguito, sulla base delle predette caratteristiche di sollecitazione, si riportano le caratteristiche degli apparecchi di appoggio previsti.

Descr.	Tipo	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	u_{long} (mm)	u_{trasv} (mm)
Fisso	VF 1000-100	10.000	1.000	-	-
Uni. Trasv.	VU* 1000-100/50	10.000	1.000	-	±25
Uni. Long.	VU 600/100-60	6000	600	±50	-
Multidir.	VM ₁ 600/100/50	6000	-	±50	±25
Multidir.	VM ₂ 250/100/50	2500	-	±50	±25

Nella tabella seguente sono riportati infine i valori di spostamento degli appoggi presenti sulla spalla DX ove si trovano gli apparecchi di appoggio che consentono gli spostamenti longitudinali.

I valori tabellati sono quelli corrispondenti alle combinazioni di carico SLU e SLV e sono quelli relativi alla totalità dei carichi applicati (permanenti e variabili) oltre che quelli prodotti dalle variazioni termiche.

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
13056	SLU-ENV(max)	21.127787	0.000000	0.000000	-0.000200	-0.001371	0.001437
13090	SLU-ENV(max)	20.906841	1.415562	0.000000	0.000645	-0.001333	-0.000307
13132	SLU-ENV(max)	14.663264	0.838281	0.000000	0.000145	-0.005478	-0.000141
13133	SLU-ENV(max)	14.697313	0.655623	0.000000	-0.000030	-0.005456	0.000272
13056	SLV-ENV(max)	18.463537	0.000000	0.000000	-0.000199	-0.001590	0.000815
13090	SLV-ENV(max)	18.463020	2.359008	0.000000	0.000474	-0.001590	-0.000330
13132	SLV-ENV(max)	14.104021	1.483688	0.000000	0.000047	-0.004639	-0.000118
13133	SLV-ENV(max)	14.104142	0.889558	0.000000	-0.000044	-0.004641	0.000138
13056	SLU-ENV(min)	-5.244486	0.000000	0.000000	-0.000652	-0.004173	0.000241
13090	SLU-ENV(min)	-5.116267	-6.804776	0.000000	0.000189	-0.004088	-0.001365
13132	SLU-ENV(min)	-11.300342	-4.700852	0.000000	0.000056	-0.008981	-0.000251
13133	SLU-ENV(min)	-11.319629	-2.154173	0.000000	-0.000151	-0.009034	0.000126
13056	SLV-ENV(min)	-9.466504	0.000000	0.000000	-0.000476	-0.001777	0.000306
13090	SLV-ENV(min)	-9.454732	-6.397164	0.000000	0.000192	-0.001778	-0.000833
13132	SLV-ENV(min)	-13.953471	-4.366117	0.000000	0.000042	-0.005254	-0.000140
13133	SLV-ENV(min)	-13.957041	-2.046101	0.000000	-0.000048	-0.005253	0.000115

Come rilevabile dalle suddette tabelle si determinano i seguenti valori di scorrimento longitudinale (Dx):

$$\delta_{\text{Min}} \text{ (mm)} \quad \delta_{\text{MAX}} \text{ (mm)}$$

$$-13.96 \quad +21.13$$

I valori di spostamento ottenuti sono pertanto pienamente compatibili con le caratteristiche degli apparecchi di appoggio previsti, tenuto anche conto che essi si riferiscono agli stati limite ultimi SLU ed SLV.

14. Verifiche agli Stati limite di Esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d$$

E_d = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc.);

C_d = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

14.1 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio della soletta viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara): $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Combinazione "quasi permanente" : $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Nel seguito si riporta un estratto di dettaglio delle suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per le due direzioni di orditura dell'armatura per gli elementi più sollecitati della soletta di impalcato.

Direzione Longitudinale:

Armatura inferiore:

```

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
  Elem No.   : 23979
  LCB No.    : 43+
  Materials  : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness  : 250.0000 mm.
  Covering   : dB = 65.0000 mm.
              dT = 65.0000 mm.

-. Information of Checking.
  gamma_c   = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s   = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd       = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd       = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b         = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d         = 185.0000 mm.
  As_use    = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

-. Information of Stress Checking Result.
  k1        = 0.60000
  k3        = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
M_Ed       = 89272.11 N-mm./mm.
n          = 11.99553( Long Term ).
fctm      = 0.30 * fck^(2/3) = 3.02381 MPa.
    
```

```

fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4.08214 MPa.
fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 4.08214 MPa.
ybar_t = 130.42476 mm.
Iyy = 1.38345e+006 mm^4./mm.
Ss_con = M_Ed*ybar_t/Iyy = 8.41610 MPa.
Ss_con > fctm,fl ----> Check Cracked Section !!!

[ Dead Load Cases ]
M_Ed_D = 14984.85 N-mm./mm.
n = 11.99553( Long Term ).
X = 76.647 mm.
Icr = 468374.5176 mm^4./mm.
ybar_t = 76.648 mm.
Ss_conD = M_Ed_D*ybar_t/Icr = 2.45221 MPa.
Ss_stlD = M_Ed_D*(d-ybar_t)*n/Icr = 41.58315 MPa.

[ Live Load Cases : Characteristic ]
M_Ed_L = 203.87 N-mm./mm.
n = 5.99776( Short Term ).
X = 58.549 mm.
Icr = 283643.3147 mm^4./mm.
ybar_t = 58.550 mm.
Ss_conL = M_Ed_L*ybar_t/Icr = 0.04208 MPa.
Ss_stlL = M_Ed_L*(d-ybar_t)*n/Icr = 0.54511 MPa.

[ Etc. Load Cases ]
M_Ed_E = 74083.39 N-mm./mm.
n = 5.99776( Short Term ).
X = 58.549 mm.
Icr = 283643.3147 mm^4./mm.
ybar_t = 58.550 mm.
Ss_conE = M_Ed_E*ybar_t/Icr = 15.29228 MPa.
Ss_stlE = M_Ed_E*(d-ybar_t)*n/Icr = 198.08783 MPa.

Ss_con = Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE = 17.78657 MPa.
Ss_stl = Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE = 240.21608 MPa.
Ss_con < k1*fck = 19.20000 MPa. ----> O.K !
Ss_stl < k3*fyk = 360.00000 MPa. ----> O.K !

```

Armatura superiore:

```

<< TOP >>

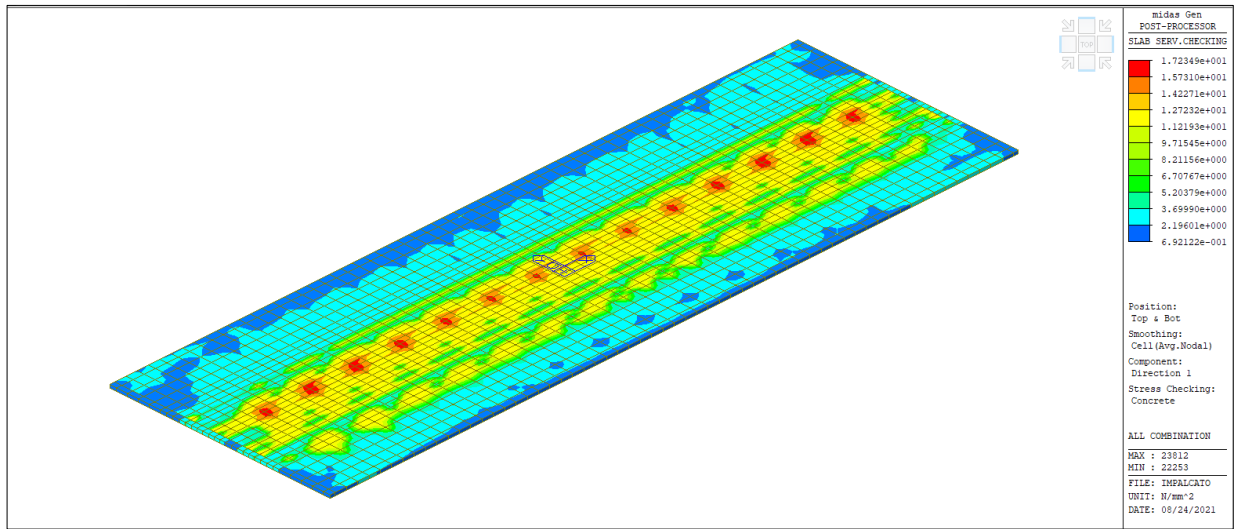
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 24043
  LCB No. : 44-
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 65.0000 mm.
             dT = 65.0000 mm.

-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 185.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

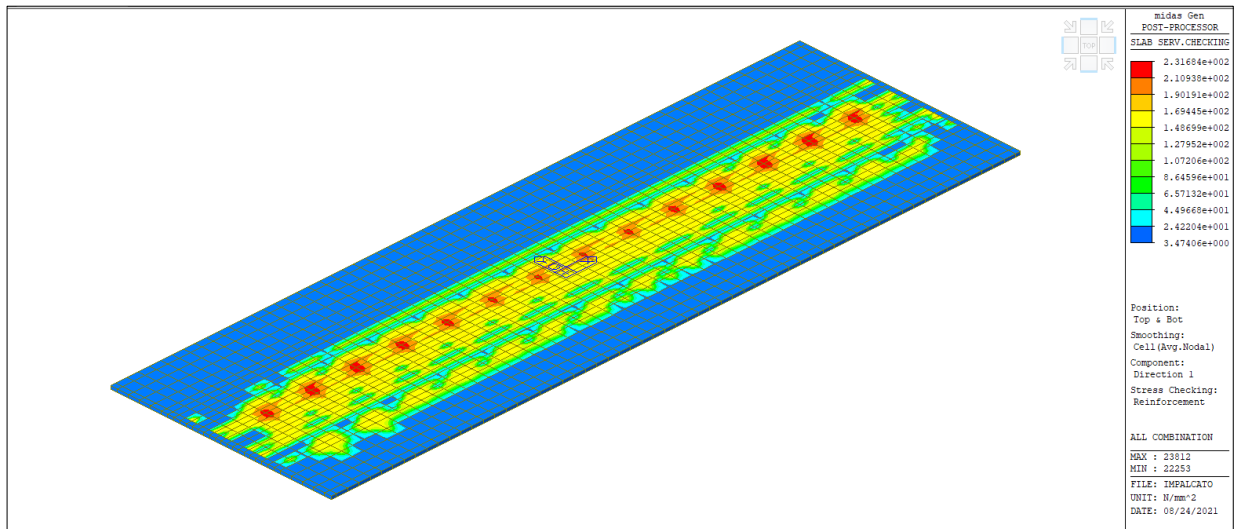
-. Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
M_Ed = 39190.42 N-mm./mm.
n = 11.99553( Long Term ).
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3.02381 MPa.
fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4.08214 MPa.
fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 4.08214 MPa.
ybar_t = 130.42476 mm.
Iyy = 1.38345e+006 mm^4./mm.
Ss_con = M_Ed*ybar_t/Iyy = 3.69466 MPa.
Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 18.54513 MPa.
Ss_con < fctm,fl ----> O.K !
Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa. ----> O.K !

```



Direzione Longitudinale - Tensioni in esercizio SLE
Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 17.23 \text{ Mpa}$



Direzione Longitudinale - Tensioni in esercizio SLE
Acciaio: $\sigma_{s,max} = 231.68 \text{ Mpa}$

Direzione Trasversale:

Armatura inferiore:

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23931
  LCB No. : 43+
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 80.0000 mm.
              dT = 80.0000 mm.
-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 170.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
-. Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 36920.06 N-mm./mm.
  n = 11.99553( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3.02381 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4.08214 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 4.08214 MPa.
  ybar_t = 129.06857 mm.
  Iyy = 1.34785e+006 mm^4./mm.
  Ss_con = M_Ed*ybar_t/Iyy = 3.53541 MPa.
  Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 13.44917 MPa.
  Ss_con < fctm,fl ----> O.K !
  Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa. ----> O.K !

```

Armatura superiore:

```

<< TOP >>
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23931
  LCB No. : 44-
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 80.0000 mm.
              dT = 80.0000 mm.
-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 170.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
-. Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 84070.44 N-mm./mm.
  n = 11.99553( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3.02381 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4.08214 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 4.08214 MPa.
  ybar_t = 129.06857 mm.
  Iyy = 1.34785e+006 mm^4./mm.
  Ss_con = M_Ed*ybar_t/Iyy = 8.05046 MPa.
  Ss_con > fctm,fl ----> Check Cracked Section !!!

[ Dead Load Cases ]

```

```

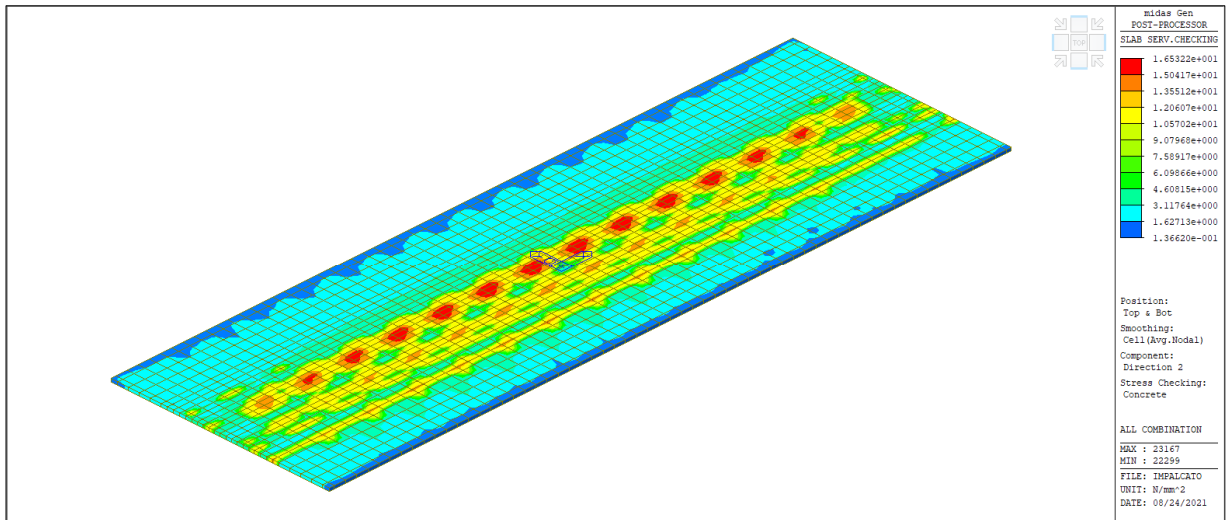
M_Ed_D = 17501.40 N-mm./mm.
n = 11.99553 ( Long Term ).
X = 72.653 mm.
Icr = 384737.1471 mm^4./mm.
ybar_t = 72.651 mm.
Ss_conD = M_Ed_D*ybar_t/Icr = 3.30486 MPa.
Ss_stlD = M_Ed_D*(d-ybar_t)*n/Icr = 53.11998 MPa.

[ Live Load Cases : Characteristic ]
M_Ed_L = 329.75 N-mm./mm.
n = 5.99776 ( Short Term ).
X = 55.672 mm.
Icr = 234691.2868 mm^4./mm.
ybar_t = 55.672 mm.
Ss_conL = M_Ed_L*ybar_t/Icr = 0.07822 MPa.
Ss_stlL = M_Ed_L*(d-ybar_t)*n/Icr = 0.96344 MPa.

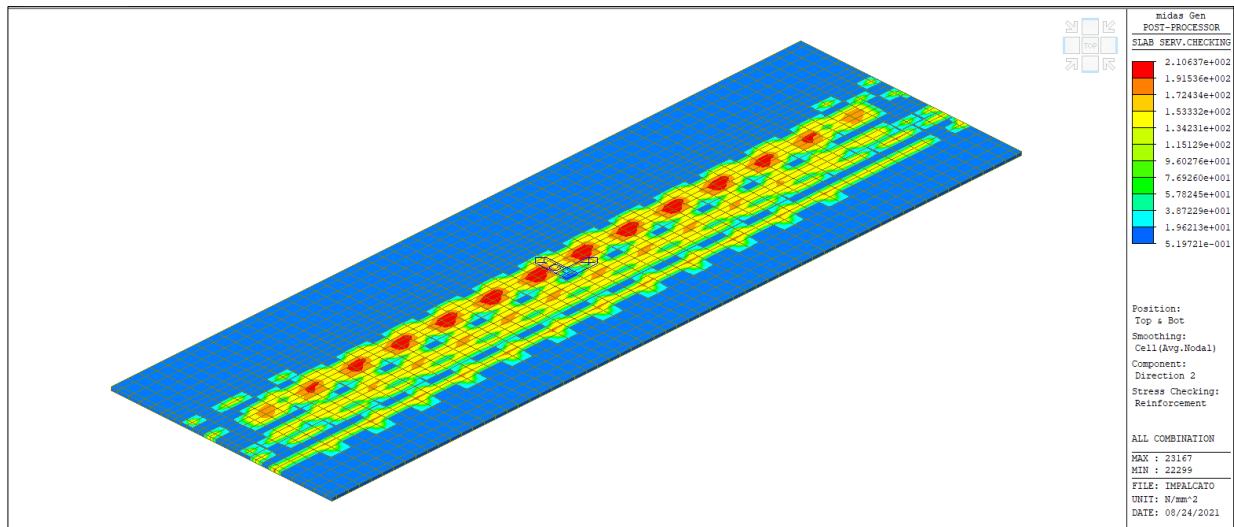
[ Etc. Load Cases ]
M_Ed_E = 66239.29 N-mm./mm.
n = 5.99776 ( Short Term ).
X = 55.672 mm.
Icr = 234691.2868 mm^4./mm.
ybar_t = 55.672 mm.
Ss_conE = M_Ed_E*ybar_t/Icr = 15.71297 MPa.
Ss_stlE = M_Ed_E*(d-ybar_t)*n/Icr = 193.53491 MPa.

Ss_con = Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE = 19.09605 MPa.
Ss_stl = Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE = 247.61833 MPa.
Ss_con < k1*fck = 19.20000 MPa. ----> O.K !
Ss_stl < k3*fyk = 360.00000 MPa. ----> O.K !

```



Direzione Trasversale - Tensioni in esercizio SLE
Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 16.53$ Mpa



Direzione Trasversale - Tensioni in esercizio SLE
Acciaio: $\sigma_{s,max} = 210.64 \text{ Mpa}$

Da quanto sopra riportato si rilevano le seguenti tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$\sigma_{c,Max} = 17.23 \text{ Mpa} < 0.60 f_{ck} \text{ (} 19.20 \text{ Mpa) } \rightarrow \text{ok!}$$

$$\sigma_{s,Max} = 231.68 \text{ Mpa} < 0.80 f_{yk} \text{ (} 360.00 \text{ Mpa) } \rightarrow \text{ok!}$$

Tutte le verifiche delle tensioni in esercizio sono pertanto soddisfatte.

14.2 Verifiche a Fessurazione

Condizioni Ambientali:

Per la struttura in progetto si prevede una Classe di esposizione XF2.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "Aggressive".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

gruppo di esigenze: b (Aggressive):

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure: $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S. L. di apertura fessure $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.5):

$$w_d = 1.7 \varepsilon_{sm} \delta_{sm}$$

ε_{sm} = deformazione media dell'acciaio;
 δ_{sm} = distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " ε_{sm} " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
 α_e = E_s / E_{cm} ;
 ρ_{eff} = $A_s / A_{c,eff}$;
 $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;
 k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza media tra le fessure " δ_{sm} " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7$$

ϕ = diametro barre;
 c = copriferro;
 k_1 = 0.8 (barre ad aderenza migliorata);
 k_2 = 0.5 (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);
 k_3 = 3.4;
 k_4 = 0.425

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Direzione Longitudinale:

Armatura inferiore:

```

<< BOTTOM >>
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23914
  LCB No. : 60
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 65.0000 mm.
              dT = 65.0000 mm.
-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 185.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
-. Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8 (MPa) = 40.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3.02381 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 11.984 MPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 76.64673 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 57.78442 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 57.78442 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0391
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 33345.764 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000226
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000036
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000036

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 53.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 284.51878 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.01023 mm.
wk < 0.200 mm. ---> O.K !
    
```

Armatura superiore:

```

<< TOP >>
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23746
  LCB No. : 63
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 65.0000 mm.
              dT = 65.0000 mm.
-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 185.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
-. Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
    
```

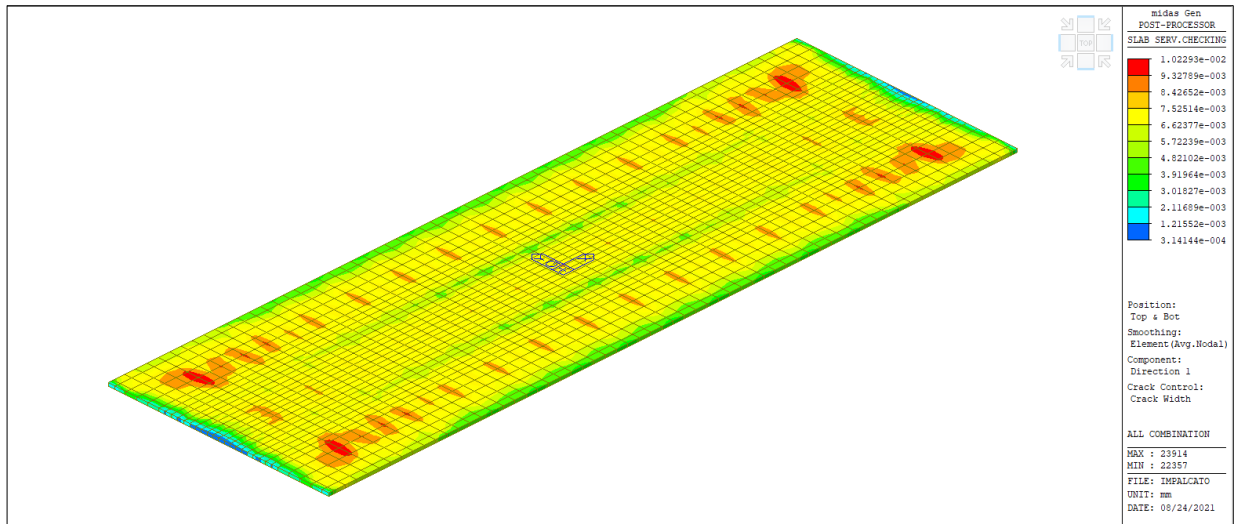
```

fcm      = fck+8 (MPa)      = 40.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 3.02381 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 11.214 MPa.
kt       = 0.6 (for short term loading.).
X        = 76.64673 mm.
hc,ef   = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 57.78442 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 57.78442 mm^2.
Rho_p.eff= As/Ac.eff       = 0.0391
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 33345.764 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = -0.000230
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000034
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000034

Bond coefficient (k1)          = 0.8000
Strain distribution coefficient (k2) = 0.5000
NAD Value (k3)                = 3.4000
NAD Value (k4)                = 0.4250
c                              = 53.00000 mm.
Phi                            = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 284.51878 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00957 mm.
wk < 0.200 mm. ----> O.K !

```



Direzione Longitudinale - Apertura delle fessure
 $w_{max} = 0.012 \text{ mm}$

Direzione Trasversale:

Armatura inferiore:

```
<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23254
  LCB No. : 60
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 80.0000 mm.
              dT = 80.0000 mm.

-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 170.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

-. Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 40.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3.02381 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 7.975 MPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 72.65259 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 59.11580 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 59.11580 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0382
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 33345.764 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000252
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000024
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000024

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 68.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 337.92234 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00808 mm.
wk < 0.200 mm. ---> O.K !
```

Armatura superiore:

```
<< TOP >>

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 23919
  LCB No. : 63
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 250.0000 mm.
  Covering : dB = 80.0000 mm.
              dT = 80.0000 mm.

-. Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 170.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

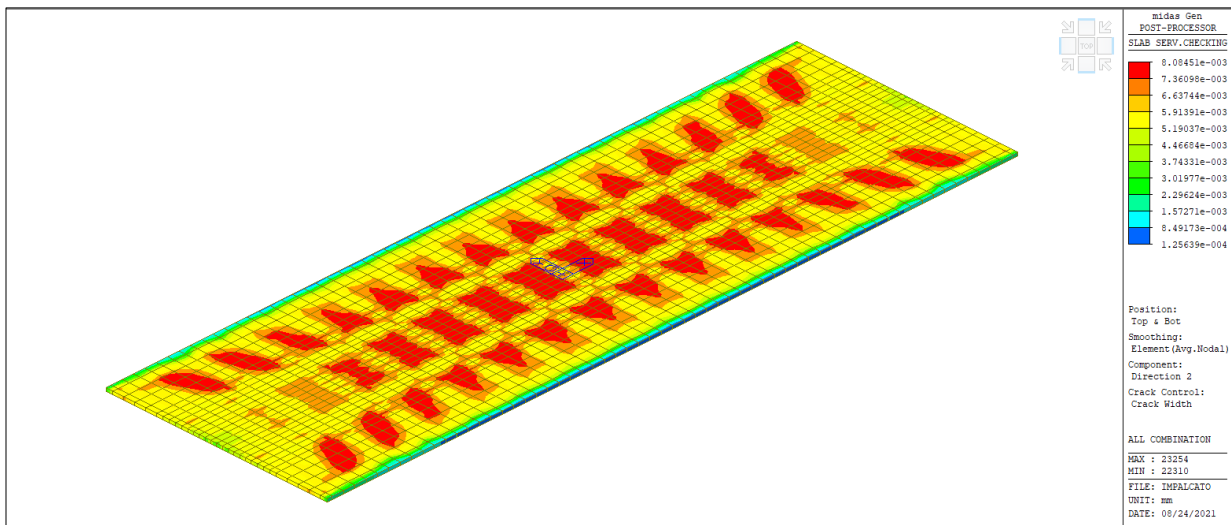
-. Information of Crack Checking Result.
```



```
[ Check Crack Width ]
fcm      = fck+8 (MPa)      = 40.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 3.02381 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 7.394 MPa.
kt       = 0.6 (for short term loading.).
X        = 72.65259 mm.
hc,ef   = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 59.11580 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 59.11580 mm^2.
Rho_p.eff= As/Ac.eff        = 0.0382
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 33345.764 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = -0.000255
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000022
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000022

Bond coefficient(k1)          = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)                = 3.4000
NAD Value (k4)                = 0.4250
c                              = 68.00000 mm.
Phi                            = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 337.92234 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00750 mm.
wk < 0.200 mm. ----> O.K !
```



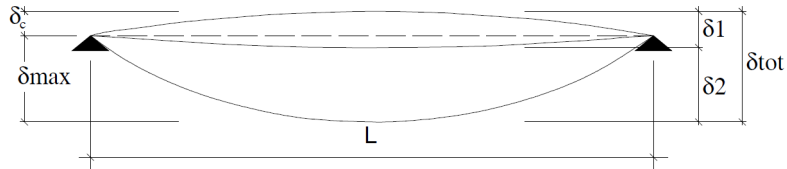
Direzione Trasversale - Apertura delle fessure
 $w_{max} = 0.008 \text{ mm}$

14.3 Verifiche di deformabilità

14.3.1 Impalcato

Il valore totale dell'inflessione dell'impalcato è definito come (cfr. figura seguente):

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$



essendo:

δ_c = monta iniziale;

δ_1 = inflessione dovuta ai carichi permanenti;

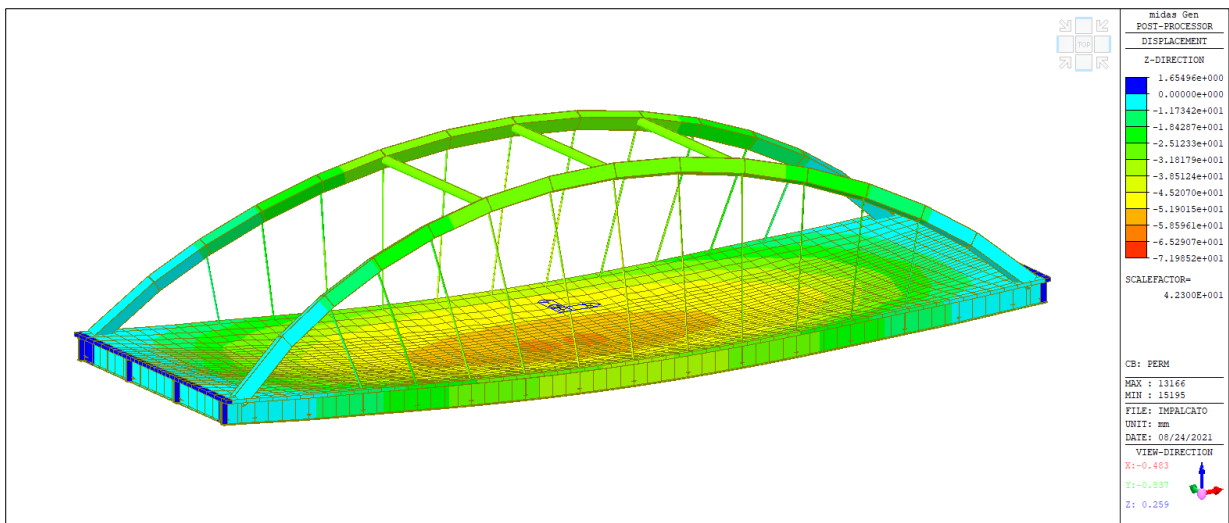
δ_2 = inflessione dovuta ai carichi variabili riferita alle combinazioni caratteristiche;

δ_{max} = inflessione finale depurata della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$

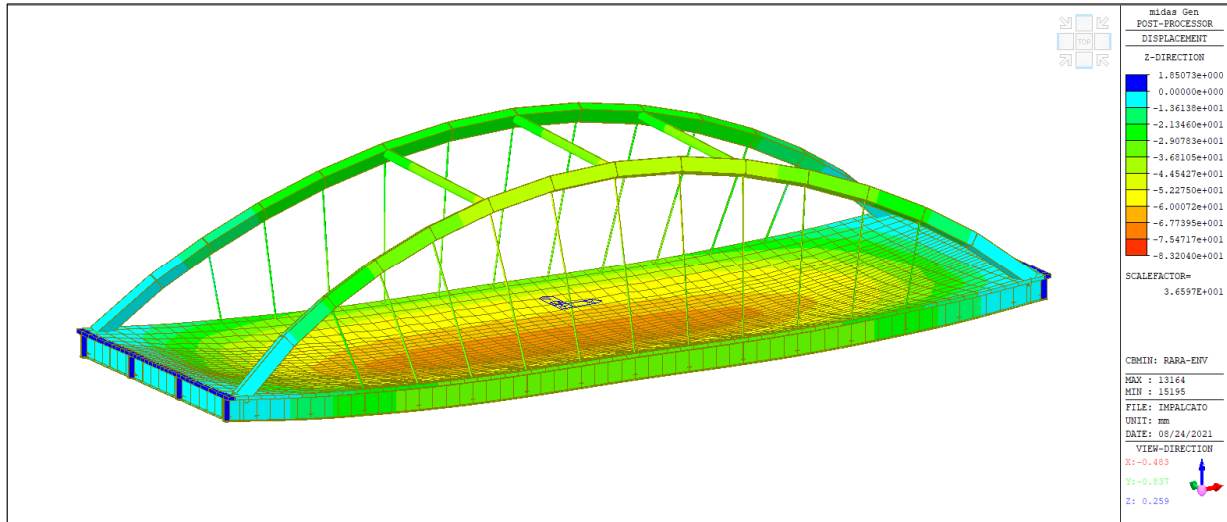
Nel caso specifico si prevede di applicare alle travature metalliche una monta iniziale pari a:

$$\delta_c = 80 \text{ mm.}$$

Nelle figure che seguono sono rappresentate le configurazioni deformate relative ai carichi permanenti e quelle relative ai carichi variabili per le predette combinazioni caratteristiche.



Carichi Permanenti $\delta_1 = 72.0 \text{ mm}$



Inviluppo combinazioni Caratteristiche $\delta_2 = 83.2$ mm

Si valutano pertanto:

$$\delta_c = 80.0 \text{ mm}$$

$$\delta_1 = 72.0 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 83.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 72.0 + 83.2 = 155.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{max}} = 155.2 - 80.0 = 75.2 \text{ mm} \cong 76 \text{ mm}$$

Sia le inflessioni associate al transito dei veicoli (δ_2) che quelle finali (δ_{max}) sono quindi estremamente contenute (dell'ordine di $L/720$) e sono pertanto pienamente ammissibili sia in relazione alle esigenze del traffico, sia per la funzionalità dei servizi a rete correnti lungo i marciapiedi laterali.

14.3.2 Appoggi

Nella tabella seguente sono riportati i valori di spostamento degli appoggi presenti sulla spalla destra ove si trovano gli apparecchi di appoggio che consentono gli spostamenti logitudinali.

I valori tabellati sono quelli corrispondenti alle combinazioni di carico SLE "caratteristiche" e sono quelli relati vi alla totalità dei carichi applicati (permanenti e variabili) oltre che quelli prodotti dalle variazioni termiche.

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
13056	RARA-ENV(max)	13.114362	0.000000	0.000000	-0.000326	-0.000966	0.000311
13090	RARA-ENV(max)	13.185751	0.478008	0.000000	0.000331	-0.000949	-0.000880
13132	RARA-ENV(max)	8.583197	0.245536	0.000000	0.000105	-0.004108	-0.000103
13133	RARA-ENV(max)	8.582814	0.287235	0.000000	-0.000021	-0.004090	0.000187
13056	RARA-ENV(min)	-4.213715	0.000000	0.000000	-0.000496	-0.002948	0.000217
13090	RARA-ENV(min)	-4.131109	-4.903203	0.000000	0.000191	-0.002668	-0.000968
13132	RARA-ENV(min)	-8.661465	-3.356464	0.000000	0.000041	-0.006209	-0.000180
13133	RARA-ENV(min)	-8.674404	-1.527558	0.000000	-0.000107	-0.006275	0.000090

Come rilevabile dalla tabella i valori di scorrimento longitudinale (DX) risultano essere variabili nell'intervallo $-9 \text{ mm} \div +14 \text{ mm}$ e sono pertanto pienamente compatibili con le caratteristiche degli apparecchi di appoggio e del giunto di dilatazione previsti.

15. Verifiche allo stato limite di danno (SLD)

In accordo alla normativa vigente, trattandosi di una costruzione in classe IV, le verifiche relative allo SLD devono essere effettuate per tutti gli elementi strutturali (ST) in termini di resistenza (come indicato nella tabella a seguire).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Nel caso specifico, avendo adottato un fattore di comportamento $q=1$ per le verifiche allo SLV, al quale corrispondono sollecitazioni sismiche maggiori rispetto a quelle corrispondenti allo SLD, e per il quale sono state verificate positivamente tutte le strutture, ne consegue che anche per l'SLD le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

16. Verifiche allo stato limite di operativita' (SLO)

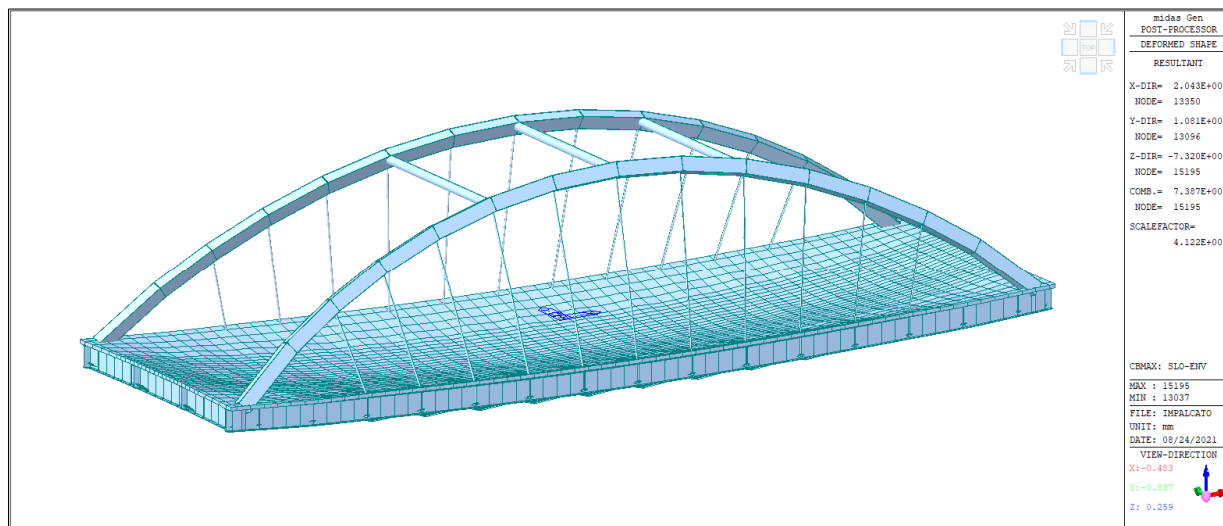
In accordo alla normativa vigente, trattandosi di una costruzione in classe IV, le verifiche relative allo SLO devono essere effettuate in termini di rigidità per gli elementi strutturali (ST) e di funzionalità per gli impianti (IM) (come indicato nella tabella a seguire).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

Le verifiche in oggetto sono soddisfatte qualora le deformazioni degli elementi strutturali non producano danni agli elementi non strutturali (parapetti, guardrail) tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile o interruzioni all'esercizio degli impianti.

Le figure seguenti riportano i valori dei massimi e minimi spostamenti della struttura ottenuti dagli involuipi di tutte le combinazioni di carico e di segno \pm della sollecitazione sismica allo SLO. Gli spostamenti verticali ottenuti dal calcolo non tengono conto della monta iniziale e pertanto vanno depurati di tale valore.

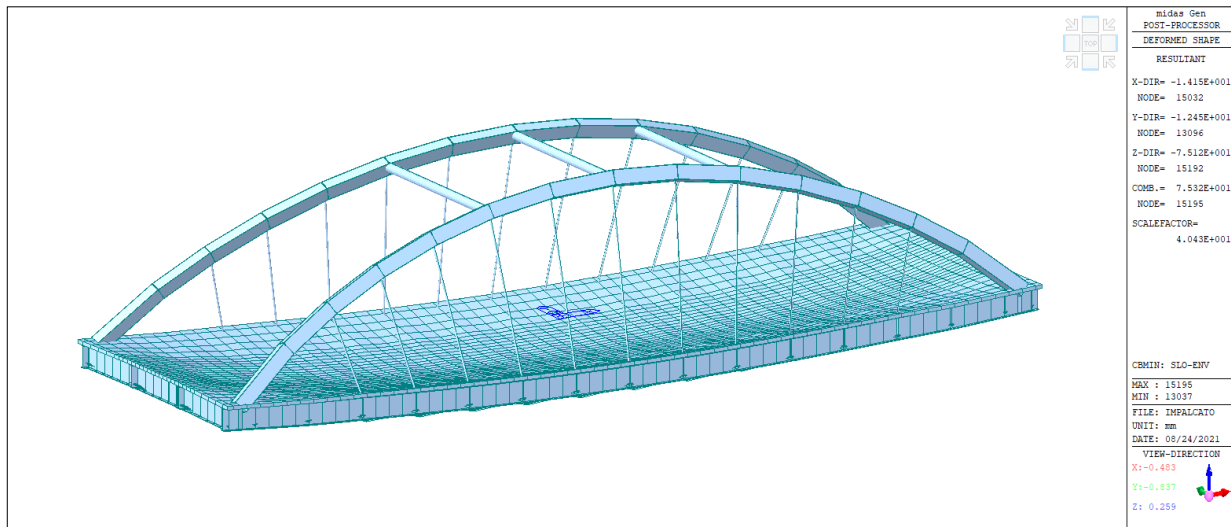


Involuppo Combinazioni SLO - Massimi spostamenti

$$\delta_{x,\max} = +20.4 \text{ mm}$$

$$\delta_{y,\max} = +10.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{z,\max} = -73.2 \text{ mm} + 80 \text{ mm} = +6.8 \text{ mm}$$



Inviluppo Combinazioni SLO - Minimi spostamenti

$$\delta_{x,\min} = -14.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{y,\min} = -12.5 \text{ mm}$$

$$\delta_{z,\min} = -75.1 \text{ mm} + 80 \text{ mm} = +4.9 \text{ mm}$$

I valori degli spostamenti ottenuti sono ritenuti pienamente ammissibili in relazione alle esigenze di funzionalità degli elementi non strutturali e degli impianti.

17. Conclusioni

La presente relazione é stata redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Nella presente relazione si sono espone le principali analisi di calcolo e verifiche strutturali relative all'impalcato del Ponte sul fiume Oglio.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive.

Appendice A**ELEMENTI DI VALIDAZIONE DEL CALCOLO**

Nella presente appendice sono documentate alcune delle valutazioni di massima eseguite al fine di verificare quanto ottenuto mediante le elaborazioni di calcolo per poter esprimere un giudizio motivato sulla validità del modello di calcolo e dei risultati.

Questo in ottemperanza a quanto richiesto dalla norma al capitolo 10.2 dove si legge *"Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura"*).

Valutazione reazioni verticali agli appoggi:
Permanenti strutturali (g₁):

impalcato metallico = 3340 kN

soletta (121.90 kN/m · 60.90 m) = 7424 kN

 $G_1 =$ -----
 10764 kN

Permanenti portati (g₂):

marciapiedi: 47.25 kN/m

barriere: 2.00 kN/m

parapetti: 1.00 kN/m

pavimentazione: 41.60 kN/m

 91.85 kN/m

 $G_2 = 91.85 \text{ kN/m} \cdot 60.90 \text{ m} =$ 5594 kN

SLU Ponte scarico: $G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 = 22922 \text{ kN}$

Output codice di calcolo:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
13037	Permane	-0.000023	-0.000006	2308.461398	0.000000	0.000000	0.000000
13056	Permane	0.000000	0.000005	2308.461389	0.000000	0.000000	0.000000
13071	Permane	0.000016	0.000000	2308.461402	0.000000	0.000000	0.000000
13090	Permane	0.000000	0.000000	2308.461411	0.000000	0.000000	0.000000
13130	Permane	0.000000	0.000000	382.486918	0.000000	0.000000	0.000000
13131	Permane	0.000000	0.000000	382.486918	0.000000	0.000000	0.000000
13132	Permane	0.000000	0.000000	382.486929	0.000000	0.000000	0.000000
13133	Permane	0.000000	0.000000	382.486928	0.000000	0.000000	0.000000
13037	Perman	-0.000023	-0.000006	1172.860243	0.000000	0.000000	0.000000
13056	Perman	0.000000	0.000006	1172.860248	0.000000	0.000000	0.000000
13071	Perman	0.000019	0.000000	1172.860225	0.000000	0.000000	0.000000
13090	Perman	0.000000	0.000000	1172.860246	0.000000	0.000000	0.000000
13130	Perman	0.000000	0.000000	225.251490	0.000000	0.000000	0.000000
13131	Perman	0.000000	0.000000	225.251490	0.000000	0.000000	0.000000
13132	Perman	0.000000	0.000000	225.251491	0.000000	0.000000	0.000000
13133	Perman	0.000000	0.000000	225.251490	0.000000	0.000000	0.000000
13037	Permane	-0.000065	-0.000017	4875.713252	0.000000	0.000000	0.000000
13056	Permane	0.000000	0.000017	4875.713248	0.000000	0.000000	0.000000
13071	Permane	0.000049	0.000000	4875.713231	0.000000	0.000000	0.000000
13090	Permane	0.000000	0.000000	4875.713274	0.000000	0.000000	0.000000
13130	Permane	0.000000	0.000000	854.234575	0.000000	0.000000	0.000000
13131	Permane	0.000000	0.000000	854.234575	0.000000	0.000000	0.000000
13132	Permane	0.000000	0.000000	854.234590	0.000000	0.000000	0.000000
13133	Permane	0.000000	0.000000	854.234588	0.000000	0.000000	0.000000
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	Permane	-0.000007	-0.000001	10763.793295			
	Perman	-0.000004	0.000000	5592.446924			
	Permane	-0.000015	-0.000000	22919.791333			

Tabella comparativa:

	G ₁	G ₂	SLU Ponte Scarico
Stima	10764.00 kN	5594.00 kN	22922.00 kN
Calcolo	10763.79 kN	5592.45 kN	22919.79 kN
differenza	0%	0%	0%

Sovraccarico neve (Q_{5,s}): $2.73 \text{ kN/m}^2 \cdot 19.50 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 3242 \text{ kN}$

SLU Carico Neve: $G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 + Q_{5,s} \cdot 1.50 = 27785 \text{ kN}$

Output codice di calcolo:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
13037	Neve	-0.000027	-0.000009	673.698110	0.000000	0.000000	0.000000
13056	Neve	0.000000	0.000008	673.698099	0.000000	0.000000	0.000000
13071	Neve	0.000030	0.000000	673.698100	0.000000	0.000000	0.000000
13090	Neve	0.000000	0.000000	673.698105	0.000000	0.000000	0.000000
13130	Neve	0.000000	0.000000	136.804758	0.000000	0.000000	0.000000
13131	Neve	0.000000	0.000000	136.804760	0.000000	0.000000	0.000000
13132	Neve	0.000000	0.000000	136.804750	0.000000	0.000000	0.000000
13133	Neve	0.000000	0.000000	136.804750	0.000000	0.000000	0.000000
13037	SLU5 Snow -UT +DT +V	-356.835092	-196.965391	5328.797351	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	-89.095986	5330.921775	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU5 Snow -UT +DT +V	-3.164940	0.000000	5480.357742	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	0.000000	5479.466710	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	0.000000	1177.787984	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	0.000000	1284.580063	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	0.000000	1177.799947	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU5 Snow -UT +DT +V	0.000000	0.000000	1283.314758	0.000000	0.000000	0.000000
13037	SLU5 Snow -UT -DT +V	-356.835097	-196.965393	5311.307382	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	-89.095985	5313.431804	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU5 Snow -UT -DT +V	-3.164935	0.000000	5482.967789	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	0.000000	5481.976738	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	0.000000	1195.277953	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	0.000000	1302.050033	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	0.000000	1195.289915	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU5 Snow -UT -DT +V	0.000000	0.000000	1300.804726	0.000000	0.000000	0.000000
13037	SLU5 Snow -UT +DT -V	-9.409175	195.080896	5969.674339	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	91.000492	5991.985099	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU5 Snow -UT +DT -V	-350.590855	0.000000	5838.408387	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	0.000000	5843.428284	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	0.000000	1394.624360	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	0.000000	1288.198236	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	0.000000	1390.652622	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU5 Snow -UT +DT -V	0.000000	0.000000	1285.239369	0.000000	0.000000	0.000000
13037	SLU5 Snow -UT -DT -V	-9.409180	195.080895	5972.384370	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	91.000493	5974.495128	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU5 Snow -UT -DT -V	-350.590850	0.000000	5820.918414	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	0.000000	5825.938292	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	0.000000	1412.314330	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	0.000000	1305.686205	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	0.000000	1408.142589	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU5 Snow -UT -DT -V	0.000000	0.000000	1302.729337	0.000000	0.000000	0.000000
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	Neve	0.000003	-0.000001	3242.011432			
	SLU5 Snow -UT +DT +V	-380.000032	-286.061377	26543.006330			
	SLU5 Snow -UT -DT +V	-380.000032	-286.061377	26543.006321			
	SLU5 Snow -UT +DT -V	-380.000030	286.061388	29022.610675			
	SLU5 Snow -UT -DT -V	-380.000030	286.061388	29022.610665			

Tabella comparativa:

	Q _{5,s}	SLU Snow
Stima	3242.00 kN	27785.00 kN
Calcolo	3242.01 kN	26543.00 ÷ 29022.60 kN
differenza	0%	±4%

SLU Carichi mobili Gruppo 1:

1° Corsia: $Q_1 = 600 \text{ kN} + 9.00 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 2244.30 \text{ kN}$
 2° Corsia: $Q_2 = 400 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 856.75 \text{ kN}$
 3° Corsia: $Q_3 = 200 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 656.75 \text{ kN}$
 A.Rimanente: $Q_4 = 2.50 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 228.38 \text{ kN}$
 Folla su marciap.: $Q_F = 2 \cdot 2.50 \text{ kPa} \cdot 2.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 609.00 \text{ kN}$

 $Q_{\text{tot}} = 4595.18 \text{ kN}$

$G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 + \Sigma (Q_i) \cdot 1.35 = 29125.50 \text{ kN}$

Output codice di calcolo (reazioni max ai singoli appoggi):

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
13037	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	228.211039	-174.914814	5207.020462	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	-79.425586	5205.039912	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	541.290515	0.000000	5251.897447	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	5245.900405	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1958.288394	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	2192.131228	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1962.848361	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU1 Gr1+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	2195.029985	0.000000	0.000000	0.000000

Tabella comparativa:

	SLU Gr1
Stima	29125.50 kN
Calcolo	29218.16 kN
differenza	+0.3%

SLU Carichi mobili Gruppo 2:

$$1^{\circ} \text{ Corsia: } Q_1 = 600 \text{ kN} + 9.00 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 2244.30 \text{ kN}$$

$$2^{\circ} \text{ Corsia: } Q_2 = 400 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 856.75 \text{ kN}$$

$$3^{\circ} \text{ Corsia: } Q_3 = 200 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 656.75 \text{ kN}$$

$$\text{A.Rimanente: } Q_4 = 2.50 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 228.38 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 3986.18 \text{ kN}$$

$$G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 + 0.75 \cdot \Sigma (Q_i) \cdot 1.35 = 26958.00 \text{ kN}$$

Output codice di calcolo (reazioni max ai singoli appoggi):

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*mm)	MY (kN*mm)	MZ (kN*mm)
13037	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	-212.900979	-158.368052	4806.273569	0.000000	0.000000	0.000000
13056	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	-131.029716	4813.698668	0.000000	0.000000	0.000000
13071	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	158.783672	0.000000	4856.719536	0.000000	0.000000	0.000000
13090	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	4858.258972	0.000000	0.000000	0.000000
13130	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1721.562145	0.000000	0.000000	0.000000
13131	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1932.056327	0.000000	0.000000	0.000000
13132	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1723.020521	0.000000	0.000000	0.000000
13133	SLU1 Gr2+UT +DT +V(max)	0.000000	0.000000	1924.557682	0.000000	0.000000	0.000000

Tabella comparativa:

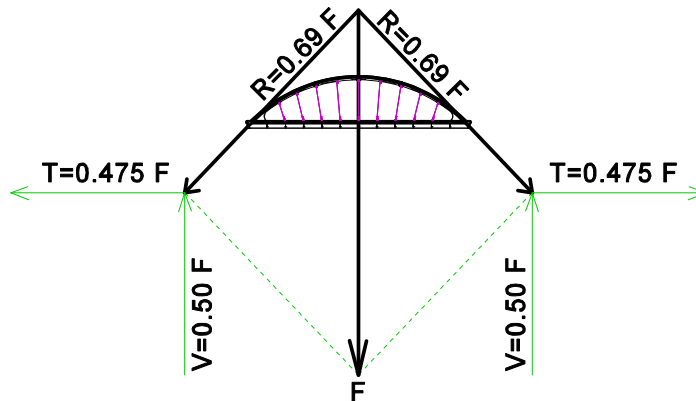
	SLU Gr1
Stima	26958.00 kN
Calcolo	26636.15 kN
differenza	-1.2%

I risultati ottenuti dal calcolo numerico tengono conto anche di diversi altri fattori secondari tra i quali gli effetti delle variazioni termiche uniformi e differenziali, dell'attrito ai vincoli e del vento.

I valori ottenuti si possono pertanto ritenere perfettamente comparabili con quanto stimato di larga massima.

Valutazione sollecitazioni di compressione negli archi e di trazione nelle travi:

La sollecitazione di compressione risultante alla base degli archi e quella di trazione nelle travi longitudinali vengono stimate mediante la composizione del poligono delle forze raffigurato nell'immagine seguente.



Il carico "F", relativo alla singola componente di carico presa in considerazione, è quello agente lungo il piano inclinato di 13° rispetto alla verticale sul quale giace l'arco.

Per chiarire quanto sopra detto, a titolo di esempio, il peso complessivo dei carichi permanenti strutturali (strutture metalliche e soletta), pari a 10764 kN si ripartirà in parti uguali sui due archi; la componente di carico agente lungo il piano inclinato di 13° sul quale si sviluppa l'arco è quindi pari a:

$$F = (10764 \text{ kN} / 2) \cos 13^\circ = 5244 \text{ kN}$$

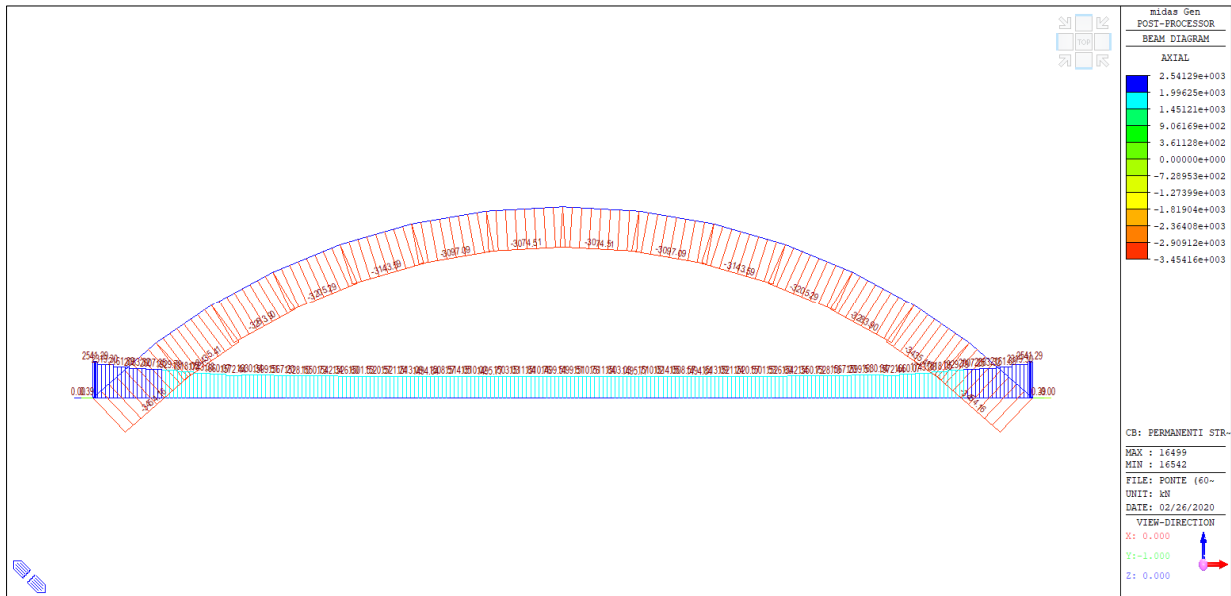
La componente di compressione alla base dell'arco risulta quindi:

$$R = 0.69 F = 3618 \text{ kN}$$

La componente orizzontale di trazione nella trave longitudinale risulta invece:

$$T = 0.475 F = 2491 \text{ kN}$$

Nella figura seguente si riporta la rappresentazione grafica di output del calcolo relativa.



Da tale rappresentazione si rileva una compressione nell'arco pari a 3454 kN ed una trazione nella trave pari a 2541 kN.

Tabella comparativa:

	Compr. Arco	Trazione Trave
Stima	3618 kN	2491 kN
Calcolo	3454 kN	2541 kN
differenza	5%	2%

SLU Carichi mobili Gruppo 1:

1° Corsia: $Q_1 = 600 \text{ kN} + 9.00 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 2244.30 \text{ kN}$

2° Corsia: $Q_2 = 400 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 856.75 \text{ kN}$

3° Corsia: $Q_3 = 200 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 656.75 \text{ kN}$

A.Rimanente: $Q_4 = 2.50 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 228.38 \text{ kN}$

Folla su marciap.: $Q_F = 2 \cdot 2.50 \text{ kPa} \cdot 2.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 609.00 \text{ kN}$

$Q_{\text{tot}} = 4595.18 \text{ kN}$

$G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 + \Sigma (Q_i) \cdot 1.35 = 29125.50 \text{ kN}$

$F = (29125.50 \text{ kN} / 2) \cos 13^\circ = 14190 \text{ kN}$

$R = 0.69 F = 9790 \text{ kN}$

$T = 0.475 F = 6740 \text{ kN}$

Output codice di calcolo:

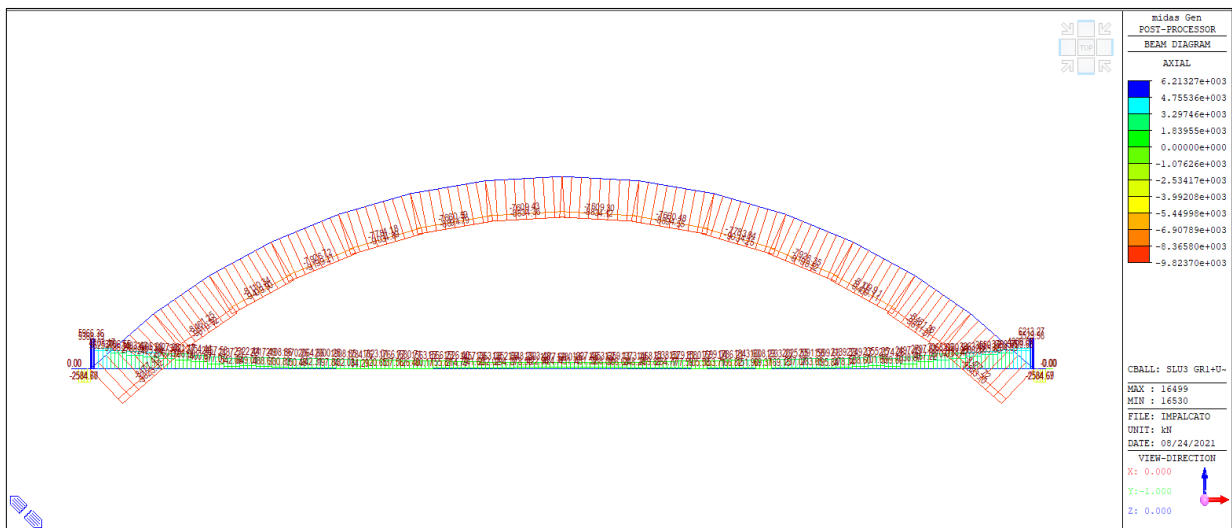


Tabella comparativa:

	Compr. Arco	Trazione Trave
Stima	9790 kN	6740 kN
Calcolo	9824 kN	6213 kN
differenza	0.3%	7.8%

SLU Carichi mobili Gruppo 2:

$$\begin{aligned}
 1^\circ \text{ Corsia:} & \quad Q_1 = 600 \text{ kN} + 9.00 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 2244.30 \text{ kN} \\
 2^\circ \text{ Corsia:} & \quad Q_2 = 400 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 856.75 \text{ kN} \\
 3^\circ \text{ Corsia:} & \quad Q_3 = 200 \text{ kN} + 2.50 \text{ kPa} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 656.75 \text{ kN} \\
 \text{A.Rimanente:} & \quad Q_4 = 2.50 \text{ kPa} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot 60.90 \text{ m} = 228.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{tot}} = 3986.18 \text{ kN}$$

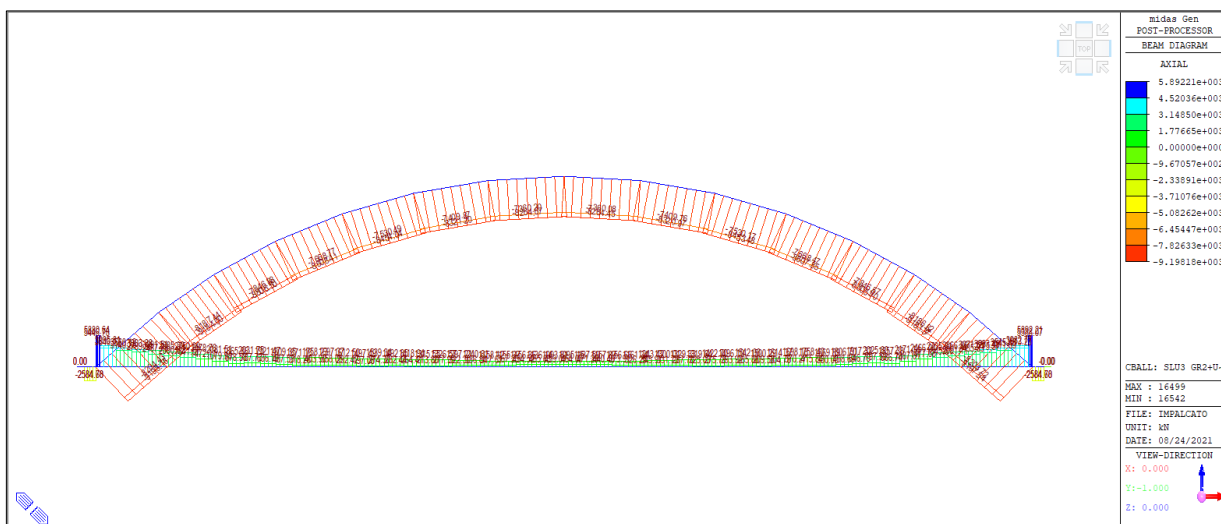
$$G_{\text{tot}} = G_1 \cdot 1.35 + G_2 \cdot 1.50 + 0.75 \cdot \Sigma (Q_i) \cdot 1.35 = 26958.00 \text{ kN}$$

$$F = (26958 \text{ kN} / 2) \cos 13^\circ = 13134 \text{ kN}$$

$$R = 0.69 F = 9062 \text{ kN}$$

$$T = 0.475 F = 6238 \text{ kN}$$

Output codice di calcolo:


Tabella comparativa:

	Compr. Arco	Trazione Trave
Stima	9062 kN	6238 kN
Calcolo	9198 kN	5892 kN
differenza	1.5%	5.5%

I risultati ottenuti dal calcolo numerico tengono conto anche di diversi altri fattori secondari tra i quali gli effetti delle variazioni termiche uniformi e differenziali, dell'attrito ai vincoli e del vento. I valori ottenuti si possono pertanto ritenere perfettamente comparabili con quanto stimato di larga massima.

Il modello di calcolo adottato viene ritenuto corretto ed appropriato.