

S.S.131 DI "CARLO FELICE"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Nicola D'Alessandro - Delta Ingegneria srl
Ordine Ing. di Agrigento n. A995

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore Frasca

PROTOCOLLO

DATA



OPERE D'ARTE MINORI
Ponticello idraulico L=40.00 m Km 138+970 - PO04 su S07
IMPALCATO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

T00PO04STRRE01B

LOPLSQ E 1901

CODICE ELAB. T00PO04STRRE01

B

.

D

C

B

REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS. 35/11

Aprile 2021

Ing.D. D'ALESSANDRO

Ing. M. CARLINO

Ing.N. D'ALESSANDRO

A

Emissione

Marzo 2020

Ing.D. D'ALESSANDRO

Ing. M. CARLINO

Ing.N. D'ALESSANDRO

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Indice

1	PREMESSA	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
3.1	CALCESTRUZZO.....	12
3.1.1	<i>Soletta</i>	12
3.1.2	<i>Predalles</i>	12
3.1.3	<i>Spalle – elevazioni</i>	13
3.1.4	<i>Muri d'ala – fondazioni</i>	13
3.1.5	<i>Muri d'ala – elevazioni</i>	14
3.1.6	<i>Baggioli</i>	15
3.2	ACCIAIO ARMATURA ORDINARIA	16
3.3	ACCIAIO CARPENTERIA METALLICA.....	17
4	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	18
4.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	18
4.1.1	<i>Origine e caratteristiche dei codici di calcolo</i>	18
4.1.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	18
4.1.3	<i>Modalità di presentazione dei risultati</i>	18
4.2	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	19
4.3	MODELLI DI CALCOLO	19
4.3.1	<i>Modello A</i>	26
4.3.2	<i>Modello B</i>	26
4.3.3	<i>Modello C</i>	26
4.3.4	<i>Modello S</i>	26
5	ANALISI DEI CARICHI	28
5.1	PESI PROPRI.....	28
5.2	CARICHI PERMANENTI	28
5.3	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO.....	30
5.4	CARICHI VARIABILI.....	33
5.5	FRENATURA	35
5.6	CENTRIFUGA	37
5.7	VENTO	37
5.8	VARIAZIONI TERMICHE.....	43

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

5.9	AZIONE SISMICA.....	43
5.10	URTO.....	45
5.11	CARICHI VARIABILI PER LE VERIFICHE A FATICA	46
6	COMBINAZIONI DEI CARICHI	47
6.1	COMBINAZIONI PER VERIFICHE ALLO SLU.....	50
6.2	COMBINAZIONI PER VERIFICHE ALLO SLE.....	50
6.3	RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO	51
7	RISULTATI DEI CALCOLI	53
7.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	53
7.2	SOLLECITAZIONI	59
7.3	DEFORMAZIONI.....	64
8	VERIFICHE DELL'IMPALCATO.....	66
8.1	CRITERI DI VERIFICA.....	66
8.1.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	66
8.1.2	Verifica delle tensioni agli stati limite di esercizio (SLE).....	67
8.1.3	Verifica del web breathing.....	67
8.2	SEZIONI DI VERIFICA.....	67
8.3	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	71
8.4	VERIFICA DELLA SEZIONE TIPO T1.....	72
8.4.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	72
8.4.1.1	Determinazione della classe della sezione	72
8.4.1.1.1	Configurazione 1.....	72
8.4.1.1.2	Configurazione 2 e configurazione 3.....	75
8.4.1.2	Verifiche.....	78
8.4.1.2.1	Verifiche d'instabilità dei pannelli d'anima	80
8.4.2	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione	81
8.5	VERIFICA DELLA SEZIONE TIPO T2.....	81
8.5.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	81
8.5.1.1	Determinazione della classe della sezione	81
8.5.1.1.1	Configurazione 1.....	82
8.5.1.1.2	Configurazione 2 e configurazione 3.....	85
8.5.1.2	Verifiche.....	88
8.5.2	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione	91
8.6	VERIFICA DELLA SEZIONE TIPO T3.....	91
8.6.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	91
8.6.1.1	Determinazione della classe della sezione	91
8.6.1.1.1	Configurazione 1.....	92
Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato		2

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

8.6.1.1.2	Configurazione 2 e configurazione 3.....	95
8.6.1.2	Verifiche.....	98
8.6.2	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione.....	101
8.7	VERIFICA DELLE UNIONI SALDATE.....	101
8.8	VERIFICA DEI CONNETTORI.....	102
8.8.1	Conci di estremità.....	102
8.8.2	Conci centrali.....	103
8.9	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE (SLE).....	105
8.10	CONTROMONTA.....	106
8.11	VERIFICHE A FATICA.....	106
9	VERIFICHE DELLA SOLETTA.....	112
9.1	VERIFICA PREDALLES (FASE I).....	112
9.1.1	Verifica in corrispondenza dello sbalzo.....	116
9.1.2	Verifica nella campata tra le travi.....	117
9.2	VERIFICA SOLETTA (FASE II).....	117
9.2.1	Analisi dei carichi.....	118
9.2.1.1	Pesi propri e carichi permanenti.....	118
9.2.1.1.1	Incastro.....	118
9.2.1.1.2	Campata.....	119
9.2.1.2	Azioni variabili.....	119
9.2.2	Verifiche all'incastro (in corrispondenza dell'asse delle travi).....	119
9.2.3	Verifiche in campata.....	121
9.2.4	Verifiche locali in prossimità dei giunti di estremità.....	124
9.2.5	Verifiche locali per la condizione eccezionale di urto.....	126
10	VERIFICHE DEI TRAVERSI.....	127
10.1	PREMESSA.....	127
10.2	SEZIONI DI VERIFICA.....	127
10.3	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	128
10.4	VERIFICA DELLA SEZIONE DEL TRAVERSO.....	128
10.4.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	128
10.4.1.1	Determinazione della classe della sezione.....	128
10.4.1.2	Verifiche.....	132
10.4.2	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione.....	133
10.4.3	Verifica del giunto bullonato.....	133
11	VERIFICHE IN FASE DI SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO.....	138
11.1	PREMESSA.....	138

11.2	SCHEMI DI CALCOLO	138
11.3	SEZIONI DI VERIFICA.....	139
11.4	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI.....	139
11.4.1	SCHEMA A (PARTE ESTERNA AI MARTINETTI).....	139
11.4.2	SCHEMA B (PARTE INTERNA AI MARTINETTI).....	139
11.4.3	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	139
11.5	VERIFICA DELLA SEZIONE DEL TRAVERSO	140
11.5.1	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)	140
11.5.1.1	Determinazione della classe della sezione	140
11.5.1.2	Verifiche.....	143
11.5.2	Verifica del giunto bullonato	145
12	VERIFICHE DEI CONTROVENTI	150
13	APPOGGI	152
14	VARCHI E GIUNTI.....	155

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportati i calcoli e le verifiche relative all'impalcato del ponte da realizzarsi alla progressiva 138.600 della S.S. 131.

Il manufatto sarà realizzato nell'ambito del progetto di adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131, ed in particolare all'interno dello Stralcio 2, riguardante il tratto dal Km 108+300 al Km 158+000.

I carichi agenti sono stati valutati in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa; in particolare le azioni sono quelle tipiche di un ponte stradale, ai sensi delle NTC 2008.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

1.1 Descrizione dell'opera

Il tracciato si sviluppa planimetricamente in corrispondenza di un rettilineo, mentre altimetricamente è caratterizzato da una livelletta a pendenza costante.

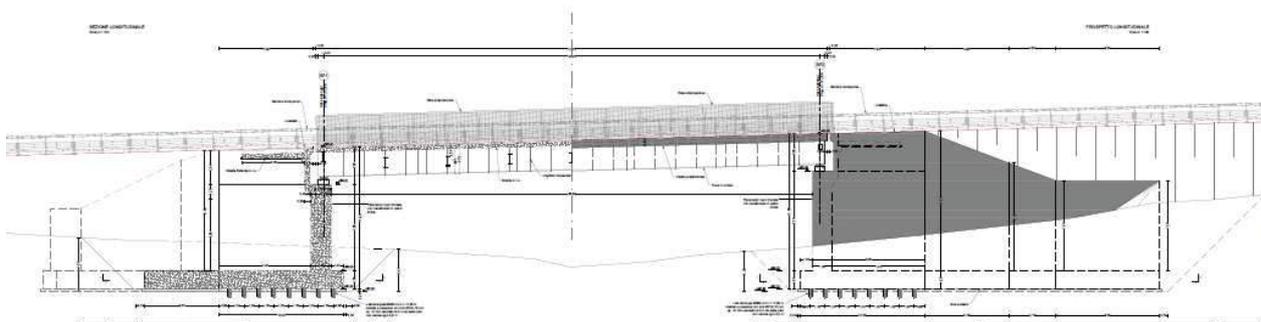


Figura 1 – Profilo longitudinale

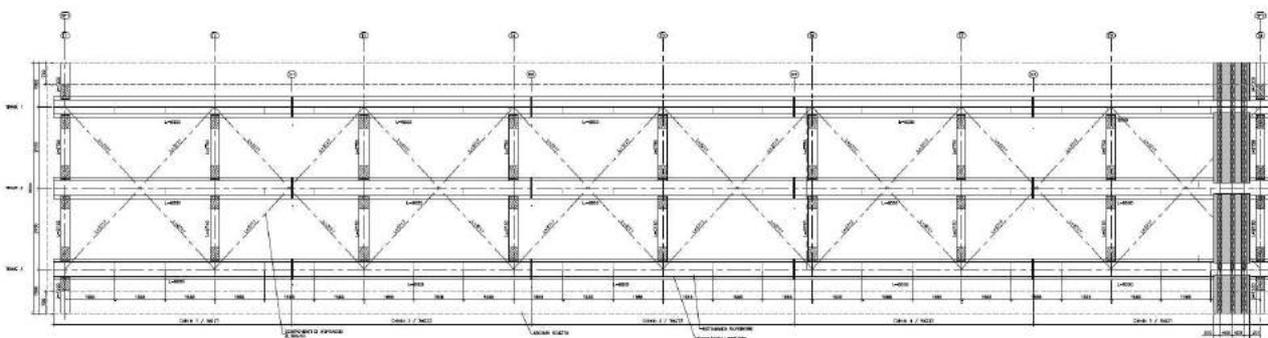


Figura 2 – Pianta impalcato

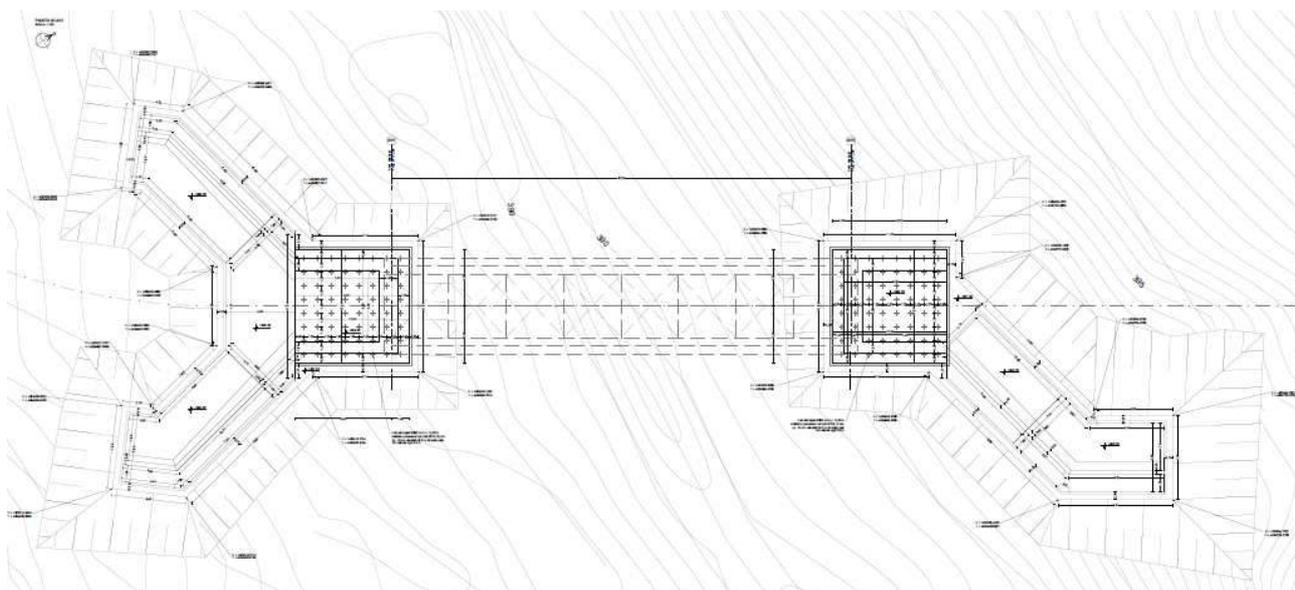


Figura 3 – pianta delle fondazioni

L'impalcato è realizzato con sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave appoggiata a singola campata di luce pari a 40 m.

La struttura metallica è composta da tre travi longitudinali in acciaio a doppia T, aventi altezza di 2.00 m e interasse di 2.75 m, collegate da traversi metallici, anch'essi a doppia T, disposti ad interasse di 5.00 m e aventi altezza di 0.80 m; tali elementi sono collegati mediante giunti bullonati alle nervature verticali delle travi principali.

Le travi sono suddivise in conci; si identificano 3 differenti sezioni tipo, le cui caratteristiche sono individuate nelle figure che seguono.

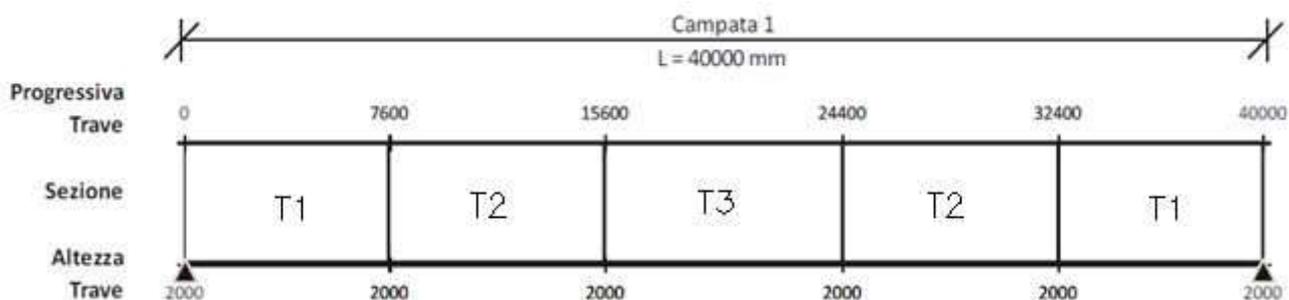


Figura 4 – Identificazione delle sezioni tipo per i diversi conci

Le dimensioni delle travi sono riportate di seguito:

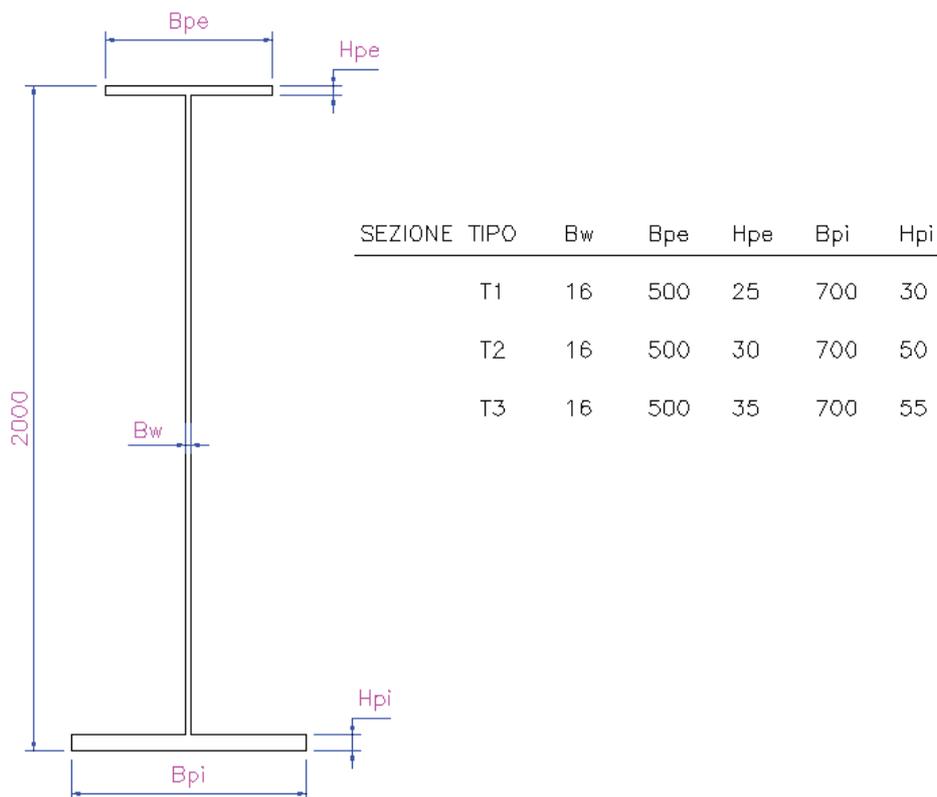


Figura 5 – Dimensioni delle travi

La soletta in c.a. è larga 8.50 m, di cui 7.00 m costituiscono la sede stradale; sono presenti due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75 m ciascuno. La soletta è realizzata su predalles prefabbricate autoportanti e tralicciate di spessore 7 cm e ha uno spessore complessivo, includendo le predalles, di 30 cm; essa è resa solidale alle travi in acciaio mediante connettori a piolo tipo Nelson elettrosaldati sulle piattabande superiori delle stesse.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

SEZIONE TRASVERSALE SU SPALLA SP2
SCALA 1:100

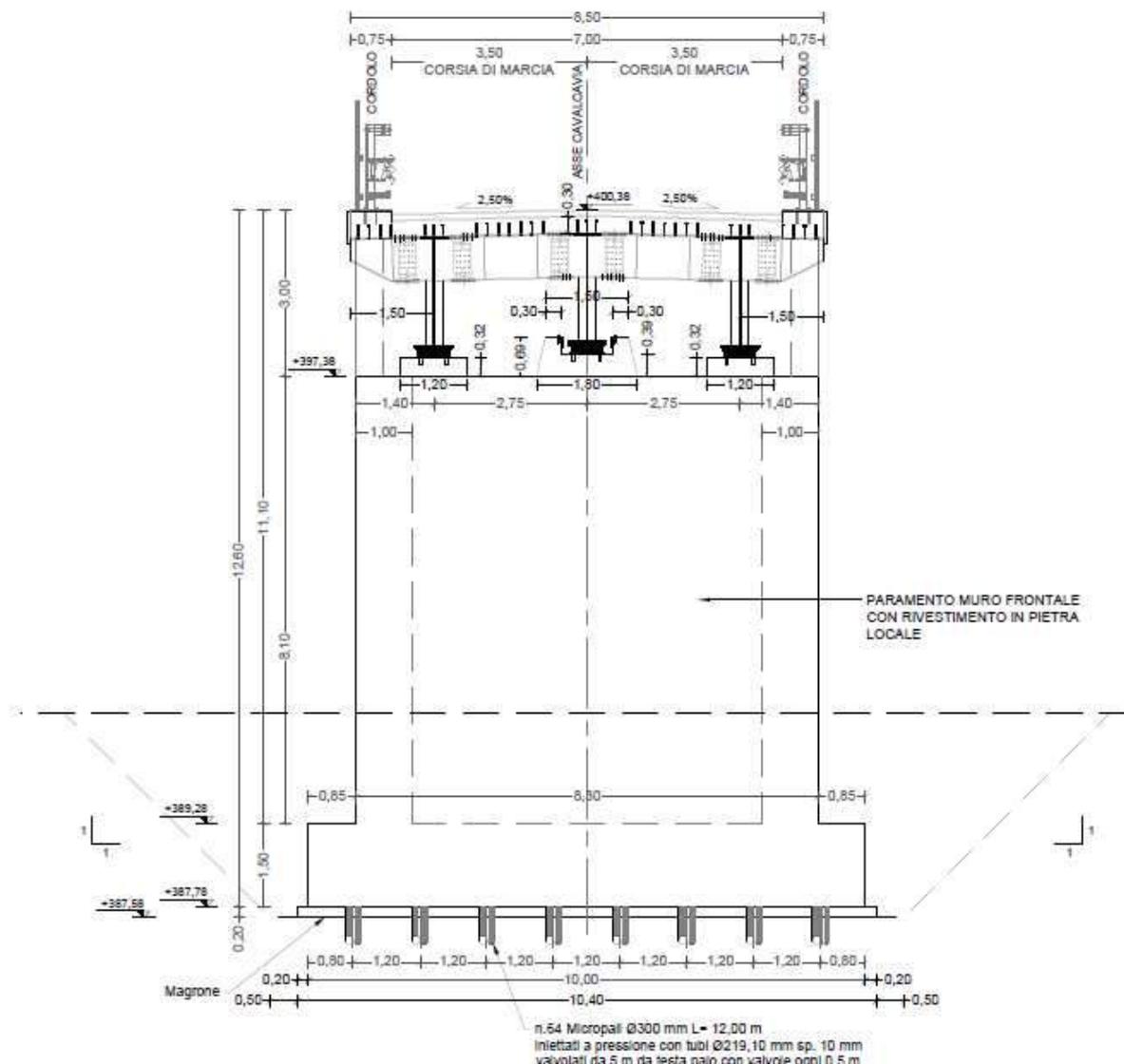


Figura 7 – Sezione trasversale spalla

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state tenute in conto le seguenti normative:

- Legge 05/11/71 n. 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- Legge 02/02/74 n. 64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 14-2-1974 n.11951 – "Applicazione delle norme sul cemento armato"
- D.M. del 11-3-1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- D.M. del 4-5-1990 – "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- Circolare 25-2-1991 n.34233 – "Istruzioni relative alla normativa dei ponti stradali"
- D.M. del 16-1-1996 – "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare del 4-7-1996 – "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. del 16-1-1996"
- D.M. del 16-1-1996 – "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- Circolare del 15-10-1996 – "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9-1-1996"
- Circolare del 10-4-1997 – "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996"
- O.P.C.M. del 20-3-2003 – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- D.M. del 14-9-2005 – "Norme tecniche per le costruzioni"

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

- D.M. del 14-1-2008 – "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008)
- Circolare 2-2-2009 – "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, settembre 2017 – "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale"
- CNR 10024/86 – "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione della relazioni di calcolo"
- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture
- UNI EN 1992 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 1993 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
- UNI EN 1994 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- UNI EN 1997 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica
- UNI EN 1998 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- "Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera", C.S.LL.PP., luglio 2011
- "Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure di rilascio dell'autorizzazione all'impiego" riferite al punto 4.6 del D.M. 14.1.2008 Norme tecniche per le costruzioni, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con voto n.116/2009

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Soletta

C32/40 classe di resistenza

R_{ck} = 40.00 MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ = 33.20 MPa resistenza caratteristica cilindrica a compressione

γ = 25 kN/m³ peso specifico

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 18.81 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC2018, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare viene posto pari a 1.5.

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$ (combinazione rara)

$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ (combinazione quasi-permanente)

Stato limite di apertura delle fessure SLF:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$ (ambiente aggressivo, armatura sensibile, comb. quasi-permanente)

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$ (ambiente aggressivo, armatura sensibile, combinazione frequente)

Classe minima di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale	XC4+XD1
Copriferro minimo	40 mm
Diametro massimo inerti	32 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/mc

3.1.2 Predalles

C40/50 classe di resistenza

A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche viene considerata la classe C32/40, le cui caratteristiche sono riportate al §3.1.1.

3.1.3 Spalle – elevazioni

C32/40 classe di resistenza

R_{ck} = 40.00 MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ = 33.20 MPa resistenza caratteristica cilindrica a compressione

γ = 25 kN/m³ peso specifico

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 18.81 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC2018, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare viene posto pari a 1.5.

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$ (combinazione rara)

$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ (combinazione quasi-permanente)

Stato limite di apertura delle fessure SLF:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$ (ambiente aggressivo, armatura sensibile, comb. quasi-permanente)

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$ (ambiente aggressivo, armatura sensibile, combinazione frequente)

Classe minima di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale	XC4+XD1
Copriferro minimo	45 mm
Diametro massimo inerti	32 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/mc

3.1.4 Muri d'ala – fondazioni

C25/30 classe di resistenza

R_{ck} = 30.00 MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ = 24.90 MPa resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.11 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC2008, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare viene posto pari a 1.5.

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione quasi-permanente})$$

Stato limite di apertura delle fessure SLF:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, comb. quasi-permanente})$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, combinazione frequente})$$

a favore di sicurezza, anche per le fondazioni dei muri è stato considerato un ambiente aggressivo, anche se in realtà la classe di esposizione è corrispondente a condizioni ambientali ordinarie.

Classe minima di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale	XC2
Copriferro minimo	50 mm
Diametro massimo inerti	32 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0.60
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc

3.1.5 Muri d'ala – elevazioni

C32/40 classe di resistenza

$R_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 18.81 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC2008, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare viene posto pari a 1.5.

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,10 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$f_{cfm} = 1,2 \times f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = \mathbf{1,45 \text{ MPa}}$$

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione quasi-permanente})$$

Stato limite di apertura delle fessure SLF:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, comb. quasi-permanente})$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, combinazione frequente})$$

Classe minima di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale muri	XC4/XF1
Copriferro minimo elevazioni muri	50 mm
Diametro massimo inerti	32 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/mc

3.1.6 Baggioli

C32/40 classe di resistenza

R_{ck} = 40.00 MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a compressione

γ = 25 kN/m³ peso specifico

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 18.81 \text{ MPa}$$

In accordo con le NTC2008, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare viene posto pari a 1.5.

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,10 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$f_{cfm} = 1,2 \times f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = \mathbf{1,45 \text{ MPa}}$$

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione quasi-permanente})$$

Stato limite di apertura delle fessure SLF:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, comb. quasi-permanente})$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad (\text{ambiente aggressivo, armatura sensibile, combinazione frequente})$$

Classe minima di consistenza	S4
Classe di esposizione ambientale	XC4+XD1
Copriferro minimo	45 mm
Diametro massimo inerti	32 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/mc

3.2 Acciaio armatura ordinaria

B450C (controllato in stabilimento)

$$f_{yk} \geq 450.00 \text{ MPa} \quad \text{tensione caratteristica di snervamento}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso specifico}$$

$$n = 15 \quad \text{rapporto di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo}$$

Stato limite ultimo SLU:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

Stato limite delle tensioni di esercizio SLE:

$$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

3.3 Acciaio carpenteria metallica

S355

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

$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ peso specifico

Spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:

$f_{yk} \geq 355.00 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.05} = 338.10 \text{ MPa}$$

$f_{tk} \geq 510.00 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura

Spessori $t > 40 \text{ mm}$:

$f_{yk} \geq 335.00 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.05} = 319.0 \text{ MPa}$$

$f_{tk} \geq 470.00 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura

Bulloni A.R. classe 10.9

$f_t = 1000 \text{ N/mm}^2$ Stato limite

$f_y = 900 \text{ N/mm}^2$ Stato limite

$f_{k,N} = 700 \text{ N/mm}^2$ Stato limite

$f_{d,N} = 700 \text{ N/mm}^2$ Stato limite

$f_{d,V} = 495 \text{ N/mm}^2$ Stato limite

Tutte le saldature saranno a completa penetrazione.

4 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

4.1 Programma di calcolo utilizzato

4.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Il programma di calcolo utilizzato è il SAP2000 Advanced 64bit versione 21.0.1 RY2016(c) (versione 16.2.0) della Computer and Structures Inc. (CSI).

4.1.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

CSI ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

4.1.3 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare e/o grafica.

4.2 Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo monodimensionale e bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.

In base a quanto sopra, si può concludere che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

4.3 Modelli di calcolo

Sono stati realizzati diversi modelli di calcolo della struttura, al fine di tenere conto delle diverse fasi costruttive. In particolare, i differenti modelli derivano da un'unica modellazione teorica, che prevede le seguenti schematizzazioni:

- L'impalcato è modellato come graticcio di travi (longitudinali e trasversali):
 - Le travi longitudinali sono state modellate come sezioni a doppia T in acciaio con soletta omogeneizzata, mediante una speciale tipologia di elementi

frame prevista dal software; in tal modo è stato correttamente modellato il comportamento longitudinale della soletta;

- Le travi trasversali sono state modellate come elementi frame con sezione a doppia T;
- Sono stati inseriti elementi frame trasversali ogni metro (ad eccezione di quelli di estremità, posti a 50 cm da quelli vicini) per modellare correttamente il comportamento trasversale della soletta;
- Le corsie di carico sono state modellate mediante elementi frame molto deformabili (per non recare disturbo alla rigidità del sistema);
- Per collegare gli assi degli elementi strutturali posti a quote differenti sono stati utilizzati elementi tipo link rigidi;
- Il modello comprende la modellazione delle spalle mediante elementi shell (bidimensionali) che schematizzano i muri e la fondazione;
- Le spalle sono incastrate in corrispondenza del baricentro della base della fondazione;
- Gli appoggi sono schematizzati con elementi tipo link con rigidità verticale infinita e rigidità orizzontale pari a 6750 kN/m, pari alla rigidità degli apparecchi d'appoggio di progetto;
- Le azioni sono inserite conformemente a quanto riportato nel §5;
- L'origine del sistema di riferimento è posta all'inizio della trave centrale, in corrispondenza della spalla SP1; l'asse x coincide con l'asse dell'impalcato; l'asse y è ortogonale; l'asse z è l'asse verticale.

Quelle sopra elencate sono le caratteristiche comuni a tutti i modelli, presentati nei successivi paragrafi, che presentano identica geometria, ma differenti caratteristiche degli elementi e differenti carichi.

Tali modelli schematizzano le seguenti tre configurazioni:

1. sola trave in acciaio
2. trave in acciaio più soletta collaborante a tempo infinito
3. trave in acciaio più soletta collaborante a tempo $t=0$.

Vengono di seguito mostrate le immagini del modello teorico, che, come sopra specificato, dal punto di vista geometrico, è identico agli altri modelli.

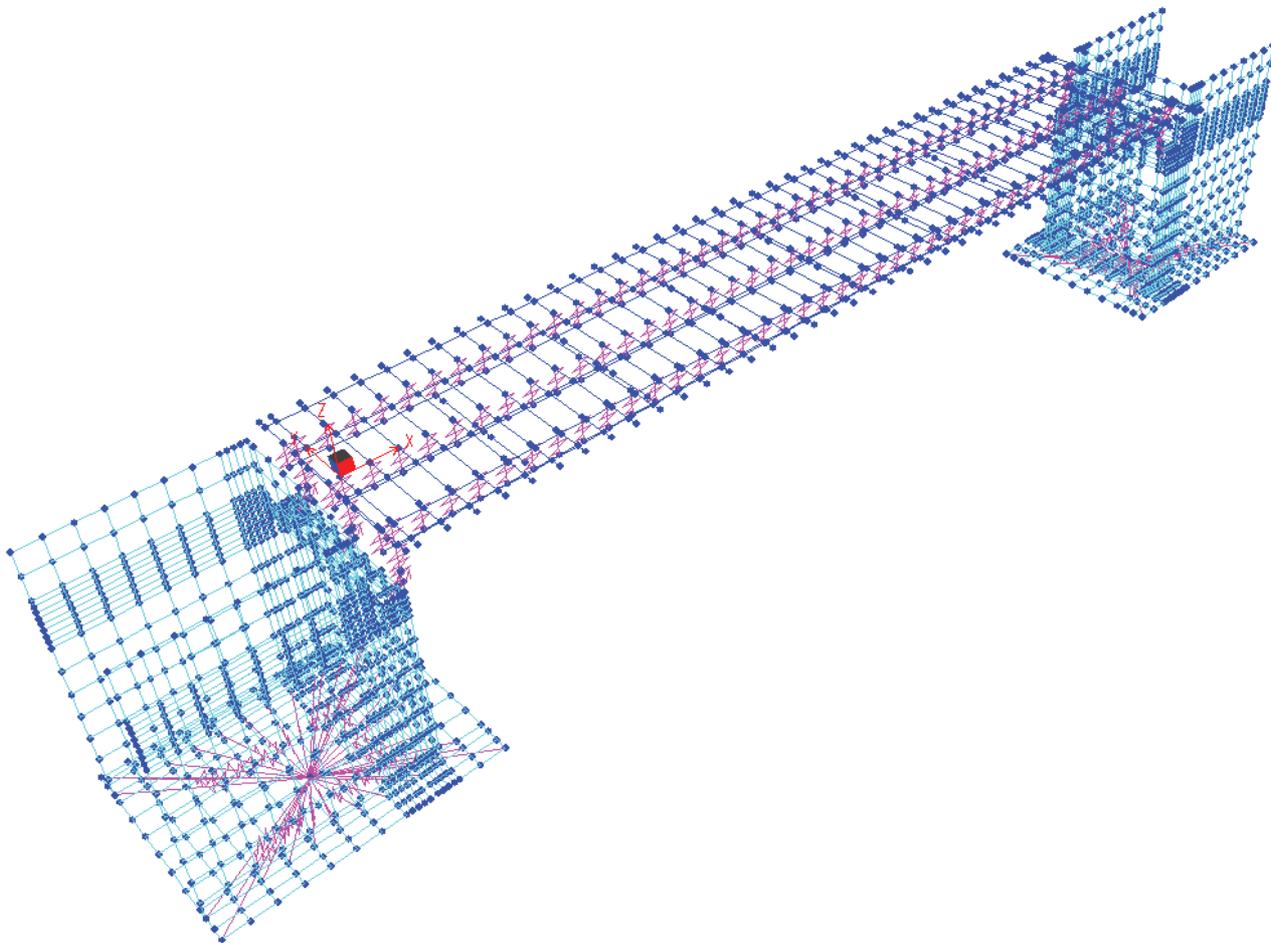


Figura 8 – Modello agli elementi finiti

RTI di progettazione:



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

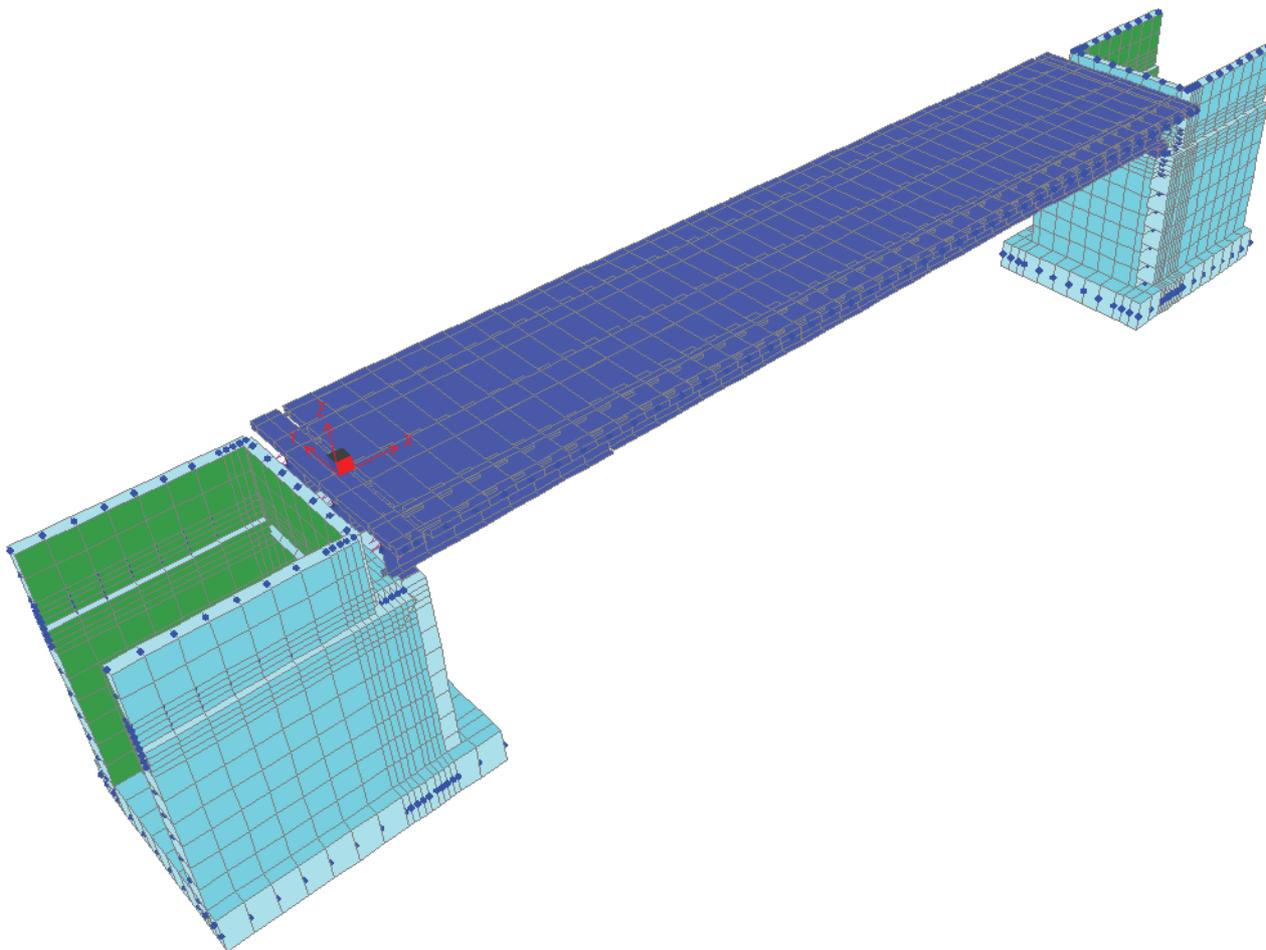


Figura 9 – Modello agli elementi finiti – vista solida

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

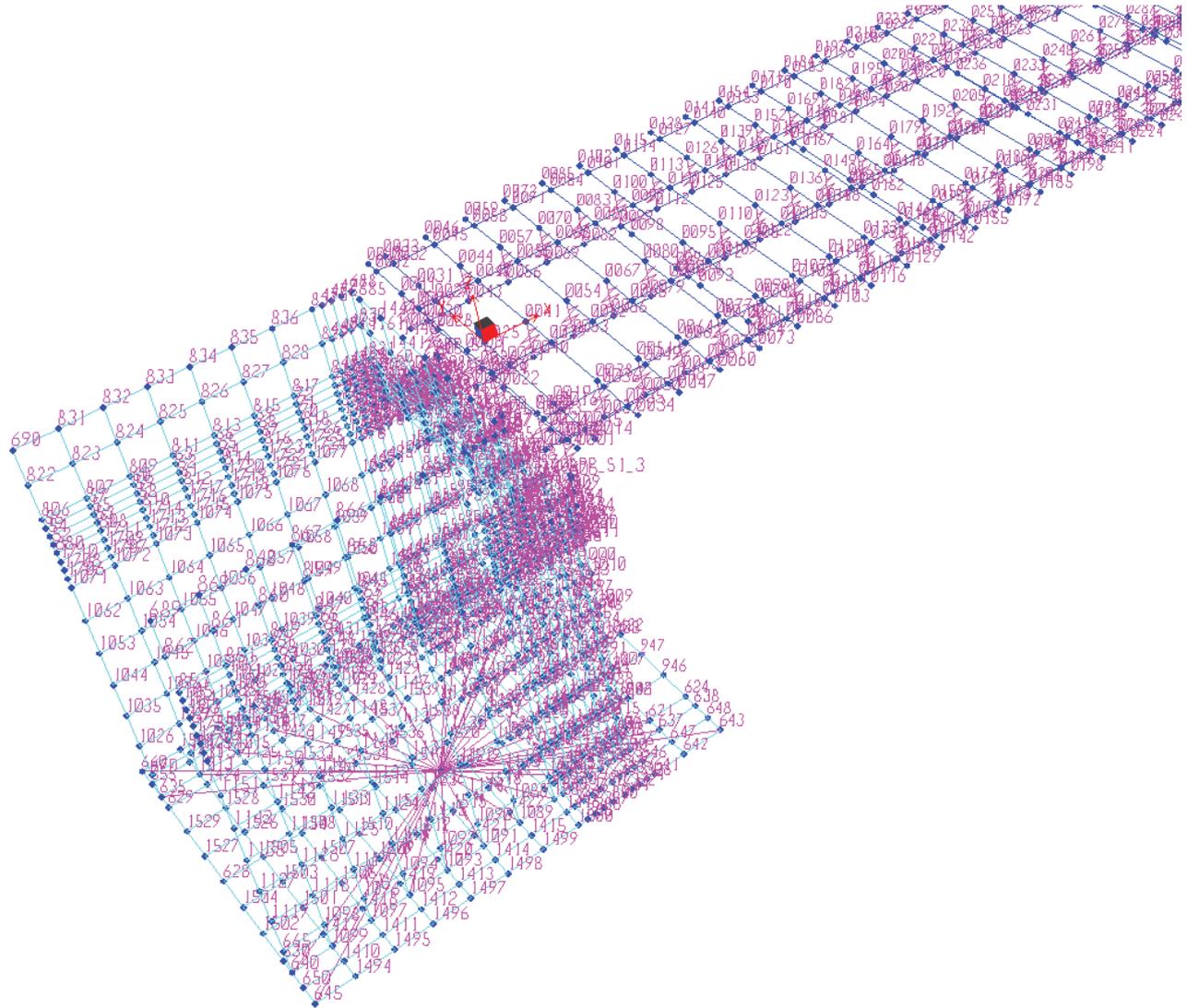


Figura 10 – Numerazione dei nodi

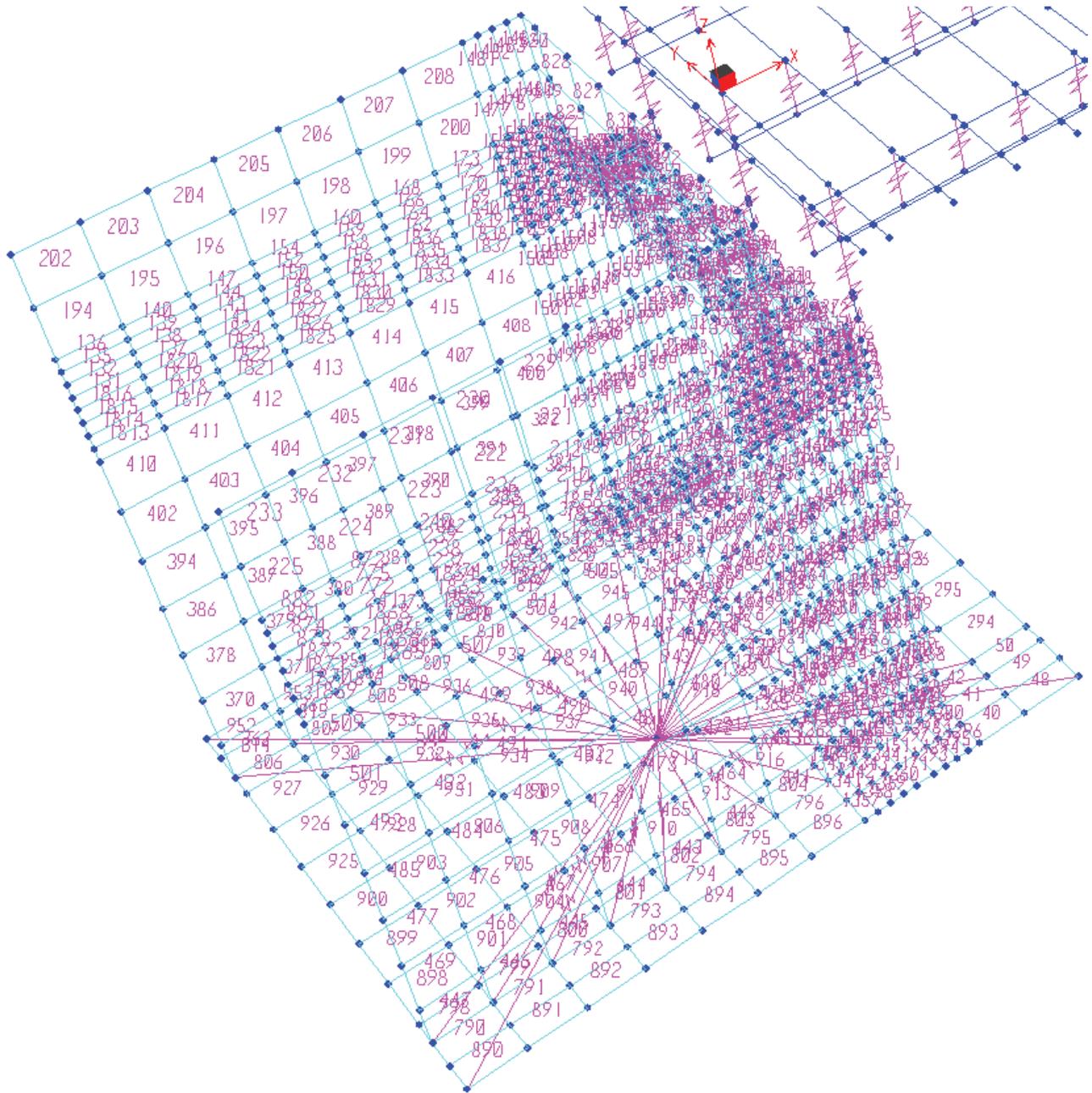


Figura 11 – Numerazione degli elementi della spalla

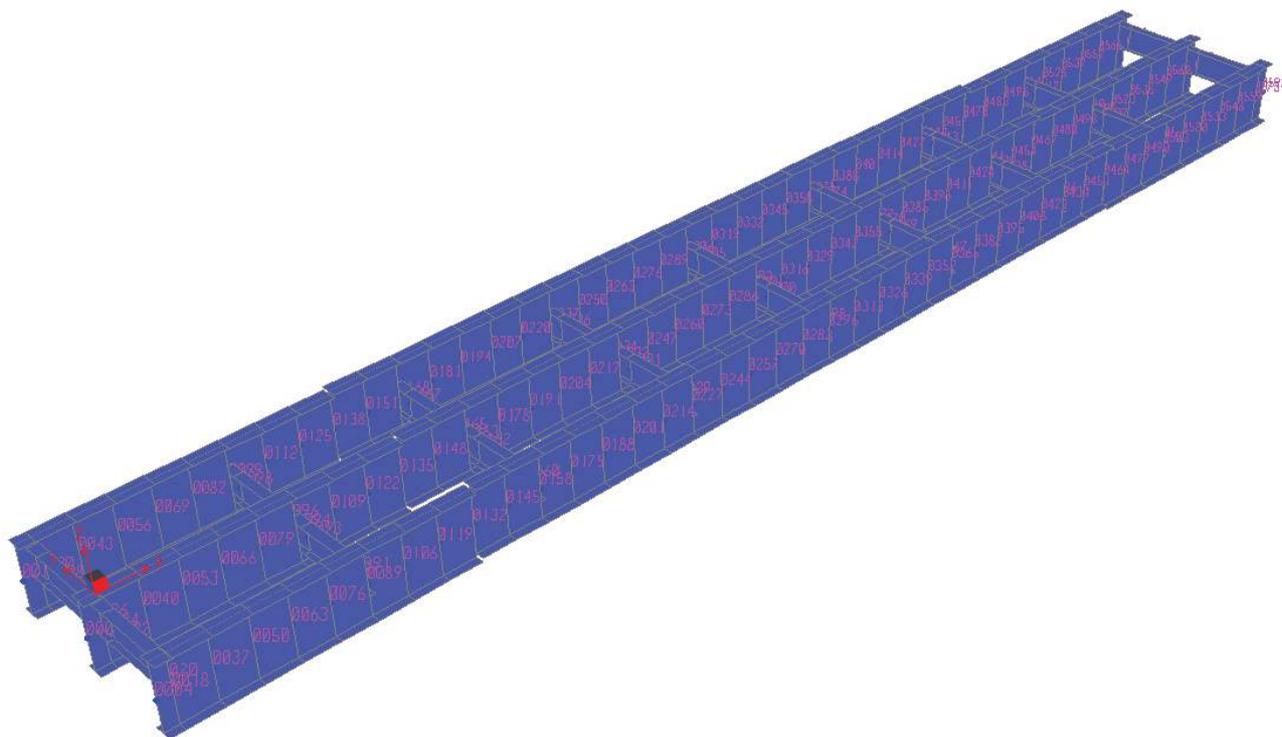


Figura 12 – Vista dei soli elementi in acciaio, con numerazione degli elementi

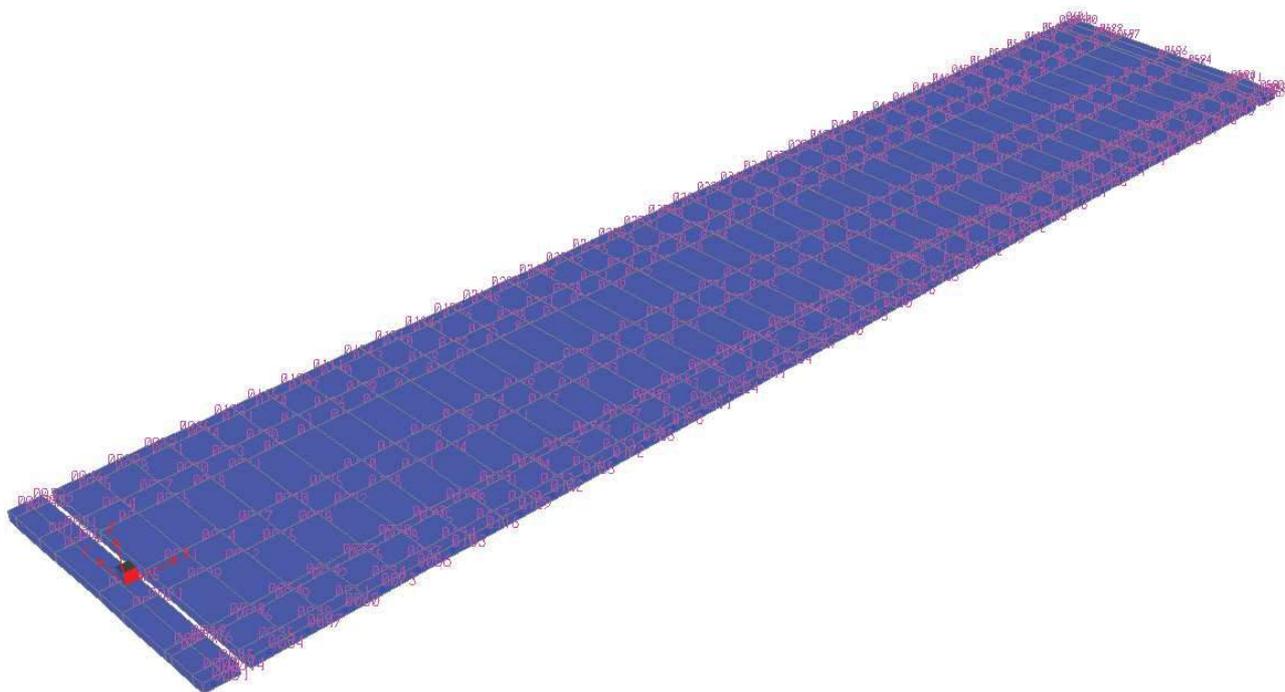


Figura 13 – Vista dei soli elementi trasversali della soletta, con numerazione degli elementi

4.3.1 Modello A

Il modello schematizza la configurazione 1, nella quale gli elementi in acciaio sono stati posti in opera, insieme alle predalles, e su queste è stato realizzato il getto della soletta; la soletta non è ancora collaborante, in quanto il getto è fresco.

Nel modello è stata annullata la larghezza della soletta collaborante, così come sono state annullate la rigidezza e il peso degli elementi che modellano il comportamento trasversale della soletta.

Le azioni agenti sono i pesi propri degli elementi in acciaio e della soletta.

4.3.2 Modello B

Il modello schematizza la configurazione 2, nella quale la soletta è collaborante e il modulo elastico del calcestruzzo è quello a tempo infinito; in tal modo si colgono gli effetti delle azioni a lungo termine. La larghezza della soletta collaborante inserita ai fini della modellazione è ottenuta dividendo la larghezza complessiva collaborante per il coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine, così come mestrato nel §8.2.

Le azioni agenti sono i carichi permanenti portati e il ritiro.

4.3.3 Modello C

Il modello schematizza la configurazione 3, nella quale la soletta è collaborante e il modulo elastico del calcestruzzo è quello a tempo zero; in tal modo si colgono gli effetti delle azioni a breve termine e istantanee. La larghezza della soletta collaborante inserita ai fini della modellazione è ottenuta dividendo la larghezza complessiva collaborante per il coefficiente di omogeneizzazione a tempo zero, così come mestrato nel §8.2.

Le azioni agenti sono i carichi variabili (traffico, vento, termica, ...).

4.3.4 Modello S

Il modello è il modello ideale, adattato in modo da cogliere le azioni complessive sugli appoggi e sulle spalle; non si tiene conto della collaborazione della soletta ai fini della rigidezza delle travi, dato che tale aspetto ha una incidenza trascurabile sulle sottostrutture, mentre gli elementi trasversali di soletta sono tenuti in conto.

Le azioni agenti sono tutti i pesi propri, i carichi permanenti, il ritiro e le azioni variabili.

Il modello è utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni sulle spalle, per cui sono applicati anche i carichi necessari a tale scopo (spinta delle terre, spinta del sovraccarico, peso del terreno sopra la fondazione, ...). Tuttavia tali aspetti sono approfonditi nella relazione di calcolo delle spalle.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Pesi propri

Avendo utilizzato una schematizzazione a graticcio di travi per il calcolo delle sollecitazioni, delle deformazioni e dello stato tensionale dell'impalcato, i pesi propri strutturali dell'acciaio sono stati valutati automaticamente dal programma di calcolo. Per tale scopo è stato sufficiente fornire nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e la relativa densità di peso ($\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$).

Sono computati come pesi propri, considerando un peso specifico pari a 25 kN/m^3 per il calcestruzzo armato, il peso della soletta, avente spessore di 30 cm, e dei cordoli, larghi 75 cm e alti 18 cm oltre la soletta.

5.2 Carichi permanenti

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, delle velette di protezione e di finitura e dei sicurvia in acciaio, e sono stati assegnati al modello come carichi sugli elementi soletta.

Per la pavimentazione si assume un carico di 3 kN/m^2 sulla larghezza dell'impalcato, mentre per gli arredi di margine (veletta, barriere, etc...) si assume un carico di 4 kN/m alle estremità dell'impalcato.

Nel modello agli elementi finiti sono stati applicati carichi unitari, indicando successivamente al software il valore dell'amplificazione da applicare per eseguire correttamente l'analisi.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

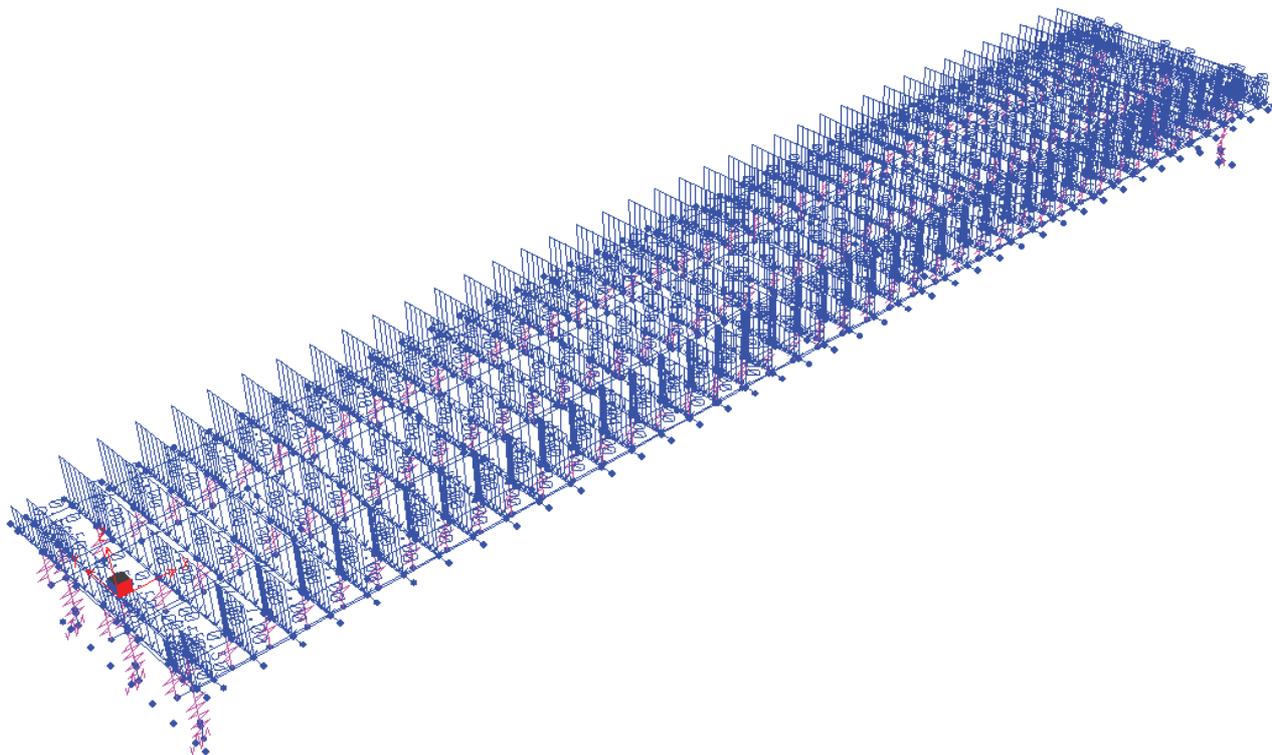


Figura 14 – Carico dovuto alla pavimentazione

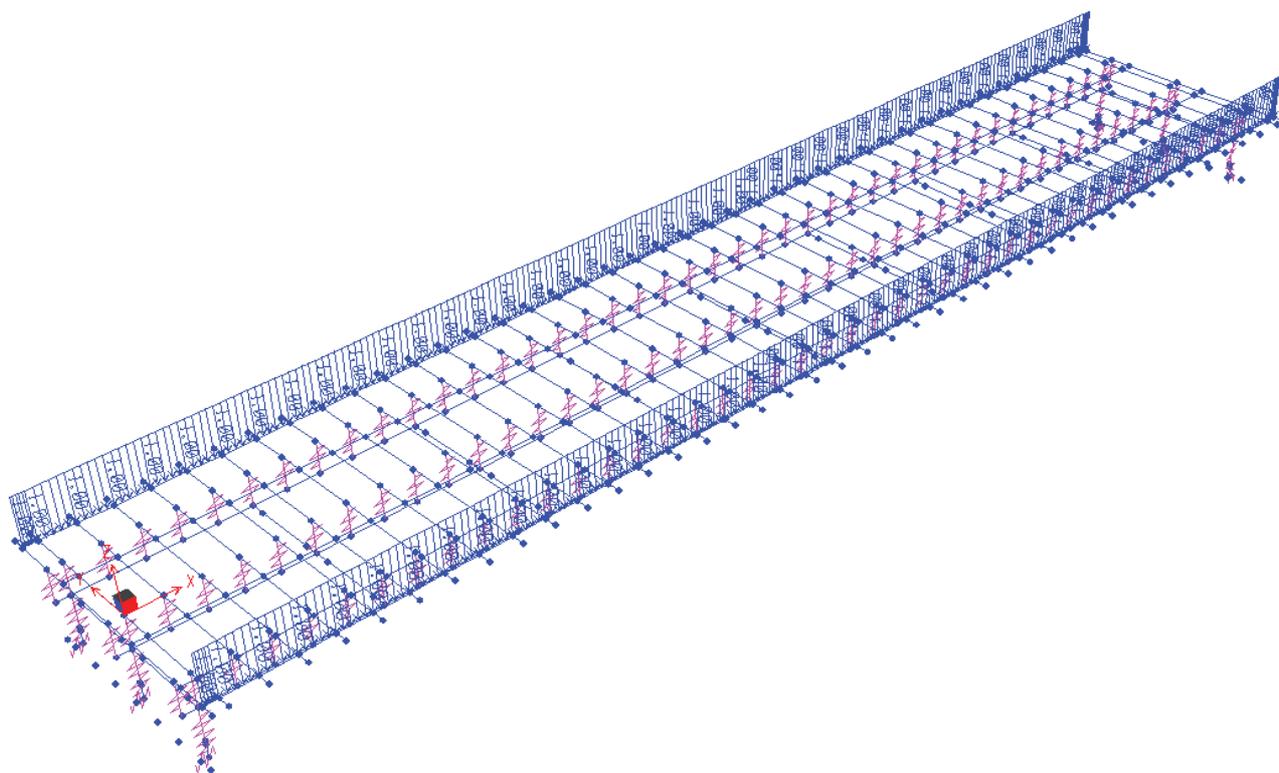


Figura 15 – Carico dovuto agli arredi di margine

5.3 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti della deformazione da ritiro si esprimono mediante l'applicazione di una coppia di forze tra loro equilibrate:

- una forza di trazione sulla sola soletta di calcestruzzo per ritiro impedito;
- una forza di compressione sull'intera sezione, applicata al baricentro della soletta, che è equivalente alla stessa forza applicata al baricentro, più un momento flettente di trasporto, pari al prodotto della forza stessa per la distanza tra il baricentro della soletta e quello della sezione omogeneizzata.

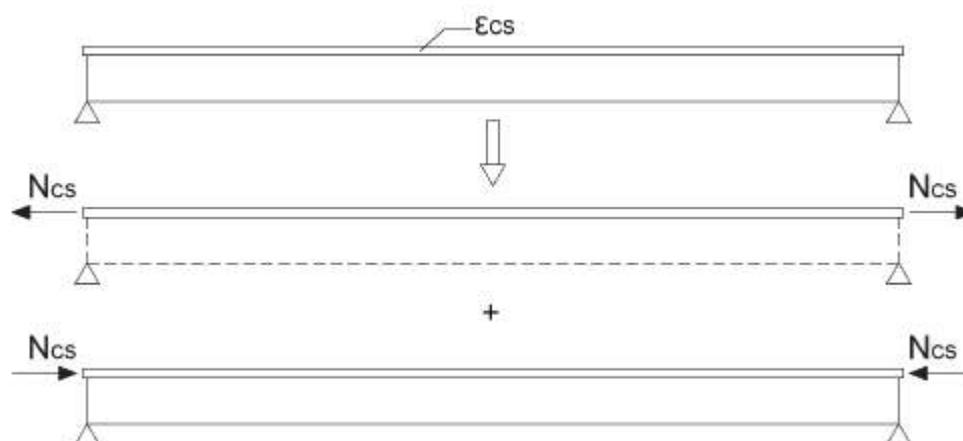


Figura 16 – Schema di applicazione dell'azione del ritiro

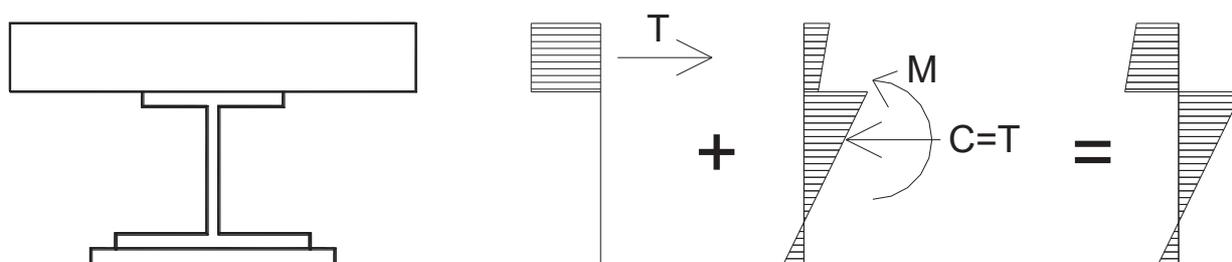


Figura 17 – Tensioni indotte dal ritiro sulla sezione

Nel modello è stata inserita la forza dovuta al ritiro applicata al baricentro della soletta.

La trazione assorbita dalla soletta viene considerata in fase di verifica, sommando alle sollecitazioni derivanti dal modello le tensioni di trazione sulla soletta, ottenendo la distribuzione di tensioni descritta nella figura precedente.

In relazione alla geometria della soletta ed alle condizioni ambientali, si assume una deformazione per ritiro a tempo infinito pari a

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = 0.277 \times 10^{-3}$$

Quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

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

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

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

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

può essere valutato mediante i valori delle seguenti tabelle in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

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

Tabella 1 – Valori di ε_{c0}

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

Tabella 2 – Valori di k_h

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ϵ_{cd} può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \epsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0,04 h_0^{3/2}]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

con f_{ck} in MPa.

Si assume umidità relativa pari al 75%.

Si ottengono: $\epsilon_{c0} = -0.030 \%$ $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0055 \%$

La forza di ritiro da applicarsi al barcentro della soletta nelle zone non fessurate vale

$$N = \epsilon_{cs} E_{rid} A_c = 9421 \text{ kN}$$

dove $E_{rid} = E_{cm} / (1+\chi\phi) = 13348 \text{ MPa}$

essendo

$$\chi=0.8$$

$$E_{cm} = 33346 \text{ MPa}$$

Sul modello agli elementi finiti viene applicata un'azione distribuita sull'intera larghezza della soletta, alle estremità del ponte; tale azione ha risultante unitaria; viene successivamente fornito al software il valore dell'amplificazione da applicare per eseguire correttamente l'analisi.

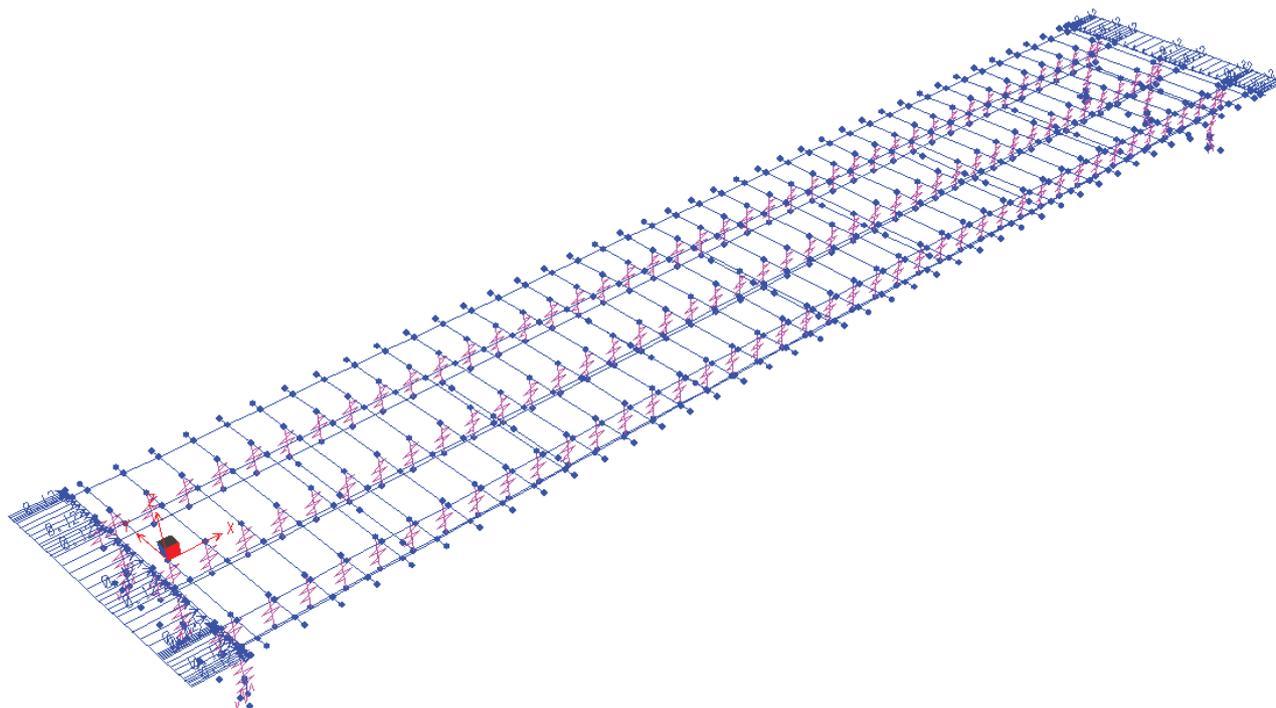


Figura 18 – Applicazione del ritiro al modello agli elementi finiti

5.4 Carichi variabili

L'analisi dei carichi viene effettuata in accordo con quanto riportato nel §5.1 delle NTC 2008.

Il carico stradale applicato è quello corrispondente allo "schema di carico 1", di cui al §5.1.3.3.3 delle NTC 2008, la cui schematizzazione è mostrata nella seguente figura:

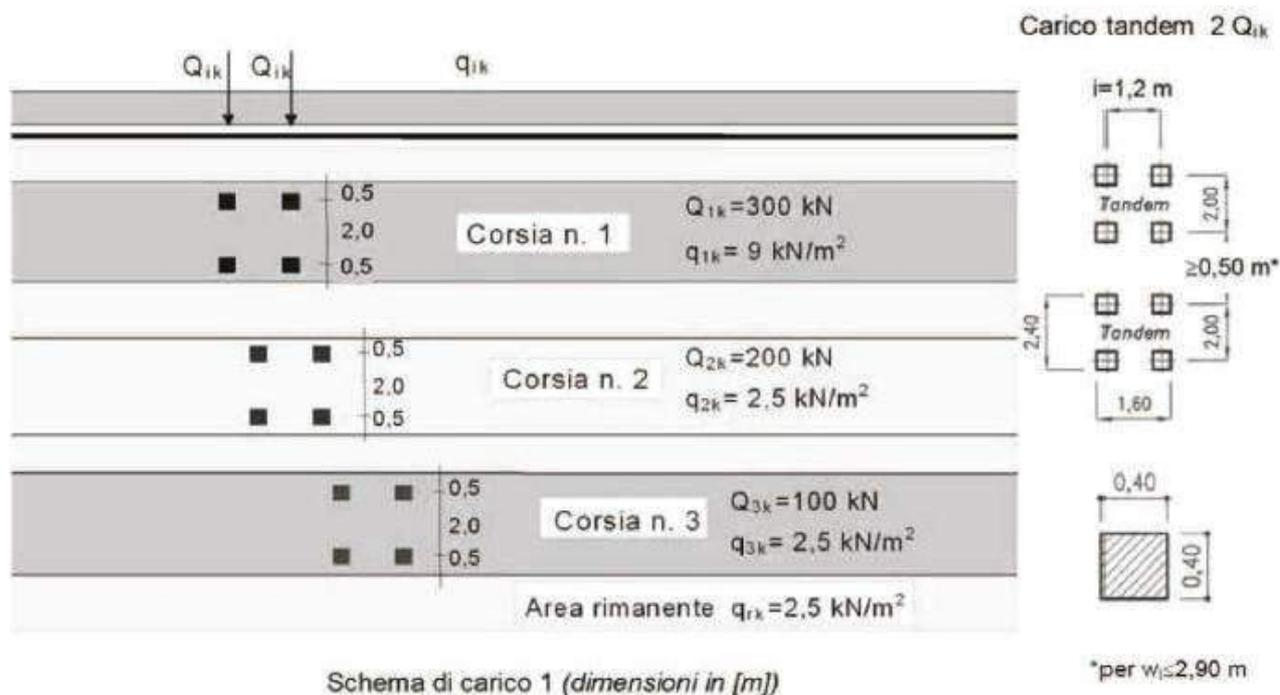


Figura 19 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 NTC 2018)

In particolare lo *schema di carico 1* è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN ad asse (300 + 300 = 600 kN)}$$

su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m;

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN ad asse (200 + 200 = 400 kN)}$$

su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$$Q_{3k} = 100 \text{ kN ad asse (100 + 100 = 200 kN)}$$

su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Tali carichi sono applicati su un'impronta quadrata di lato pari a 40 cm. Nel caso specifico, essendo la carreggiata larga 7 m, sono da considerare 2 corsie e una area rimanente larga 1 m.

Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera il carico $q_{1k} = 9$ kN/m² associato alla prima corsia, mentre sulla seconda corsia e sull'area rimanente si applica un carico ridotto da 2.5 kN/m².

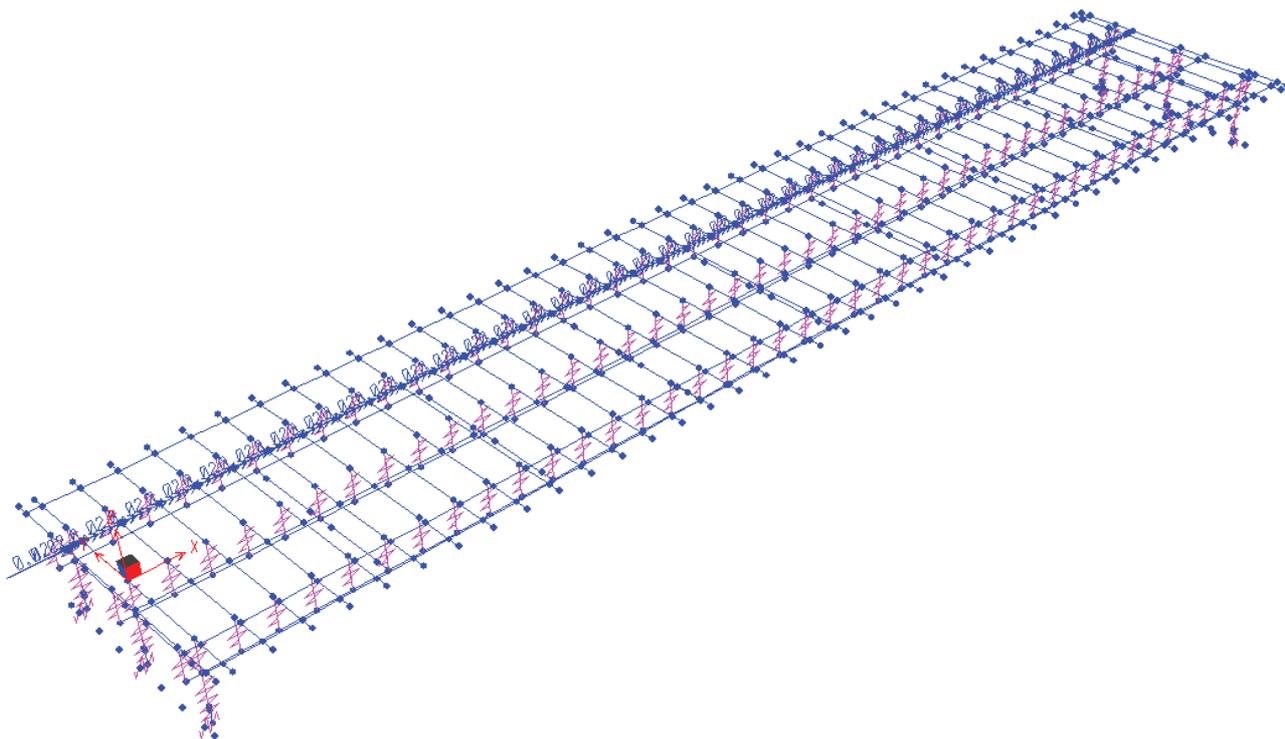


Figura 21 – Applicazione della frenatura al modello agli elementi finiti – corsia 1

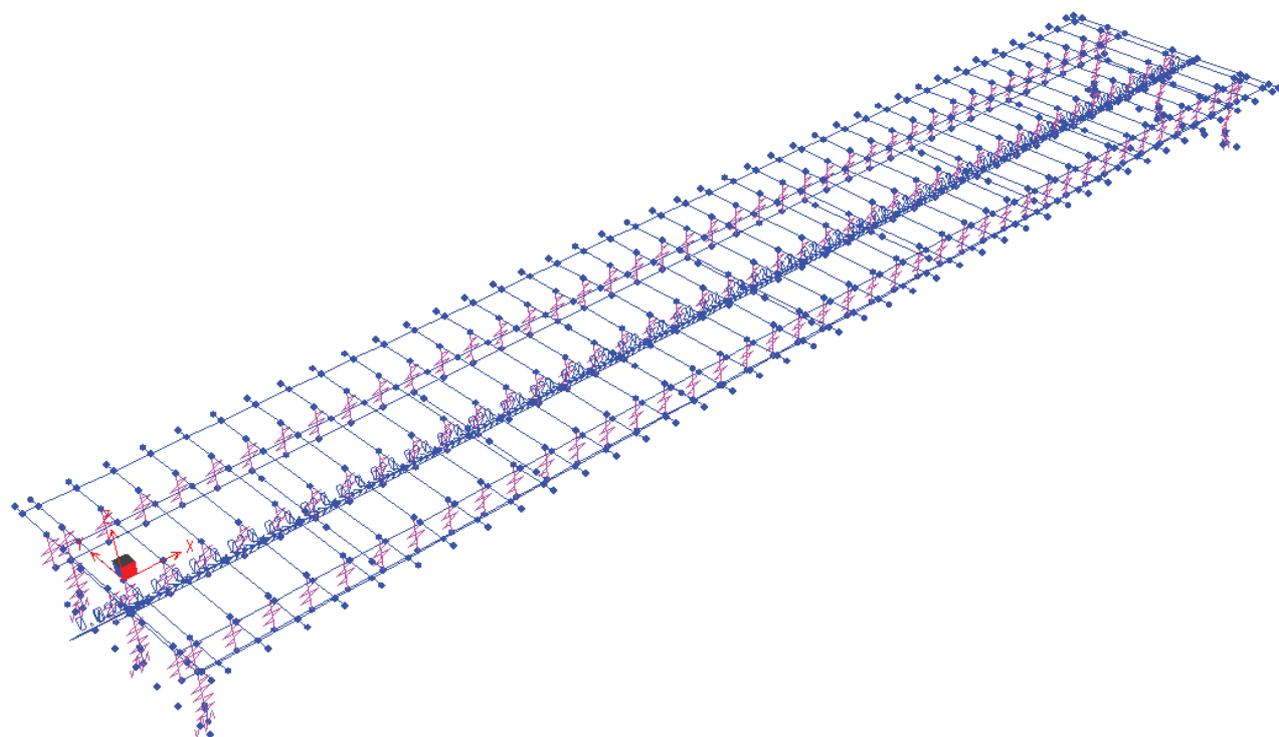


Figura 22 – Applicazione della frenatura al modello agli elementi finiti – corsia 2

5.6 Centrifuga

L'asse stradale presenta andamento planimetrico rettilineo, per cui non si considera la forza centrifuga.

5.7 Vento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} C_a$$

dove

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata in funzione della zona in cui sorge la costruzione

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

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

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

dove a_0 , k_s sono parametri forniti in funzione della zona in cui sorge la costruzione e a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Con riferimento alla zonazione individuata dal §3.3.1 delle NTC 2018, l'opera è posta nella zona 6 (Sardegna occidentale). I parametri di riferimento sono:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad a_0 = 500 \text{ m} \quad k_s = 0.36$$

Si assumono:

$$a_s = 400 \text{ m}$$

classe di rugosità D (aree prive di ostacoli)

categoria di esposizione II

periodo di ritorno $T_R = 100$ anni (a favore di sicurezza)

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b C_r$$

dove c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R :

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

Nel caso specifico: $v_b = 28.0$ m/s $c_r = 1.039$ $v_r = 29.1$ m/s

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove

$q_r = 0.53$ kN/m² è la pressione cinetica di riferimento, data da:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

$\rho = 1.25$ kg/m³ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di pressione

c_d è il coefficiente dinamico, posto pari a 1, per il caso specifico

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

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

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e c_t è il coefficiente di topografia, posto nel caso specifico pari a 1.

Nel caso specifico si pone $z = 11$ m.

Per la categoria di esposizione II: $k_r = 0.19$ $z_0 = 0.05$ m $z_{\min} = 4$ m

Si ricava $c_e = 2.41$

Per quanto riguarda il coefficiente c_{pr} , si assume il valore relativo alle travi isolate, pari nel caso specifico a 1.4.

Si ricava, dunque, la pressione del vento pari a $p = 1.792 \text{ kN/m}^2$.

La pressione del vento è applicata sulle superfici direttamente investite e su un'impronta di carico alta 3 m dal piano stradale.

Si assume inoltre, a favore di sicurezza, che le travi non direttamente investite dal vento subiscano comunque la pressione, con intensità pari al 20% di quella sopra determinata.

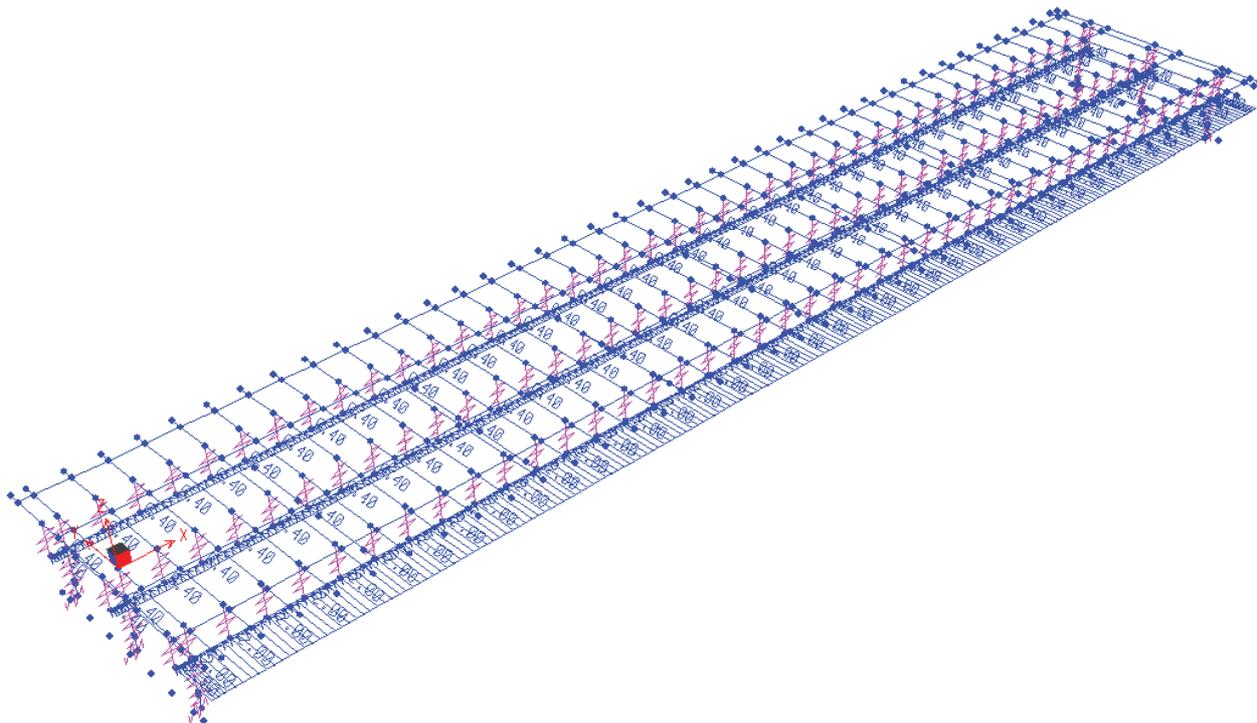


Figura 23 – Applicazione del vento sulle travi

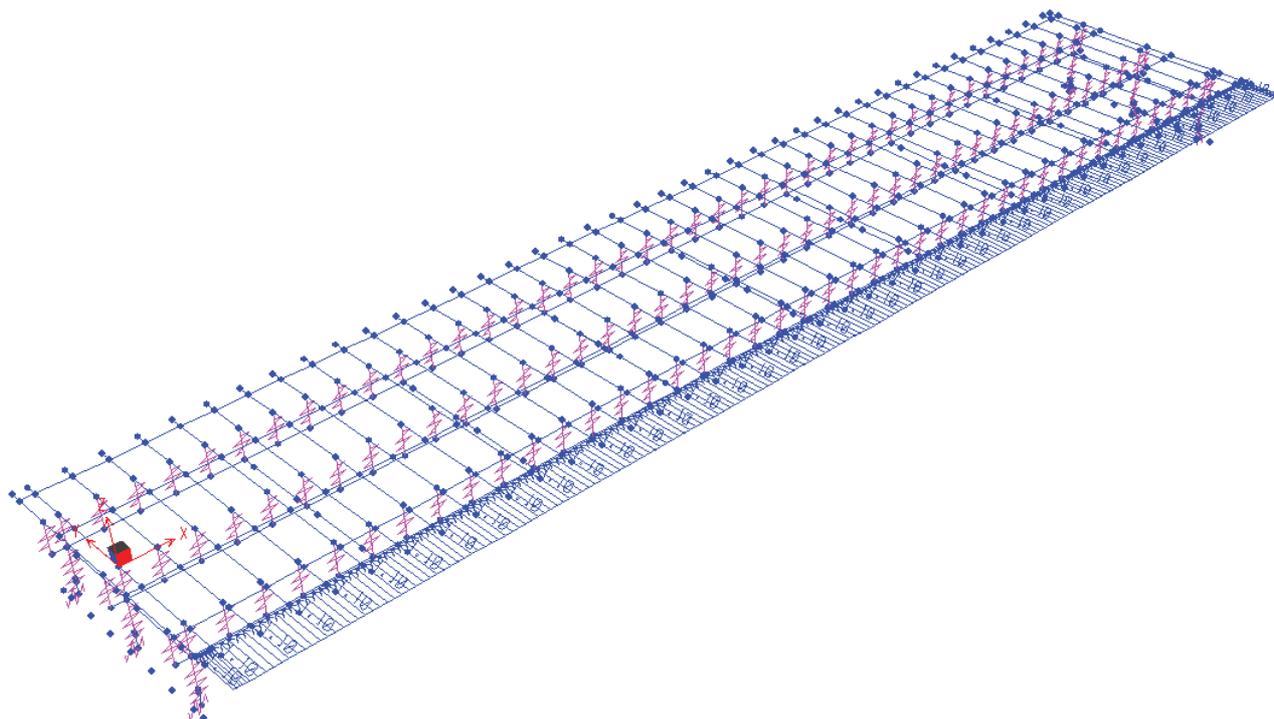


Figura 24 – Applicazione del vento sugli elementi di bordo lato destro – forza orizzontale

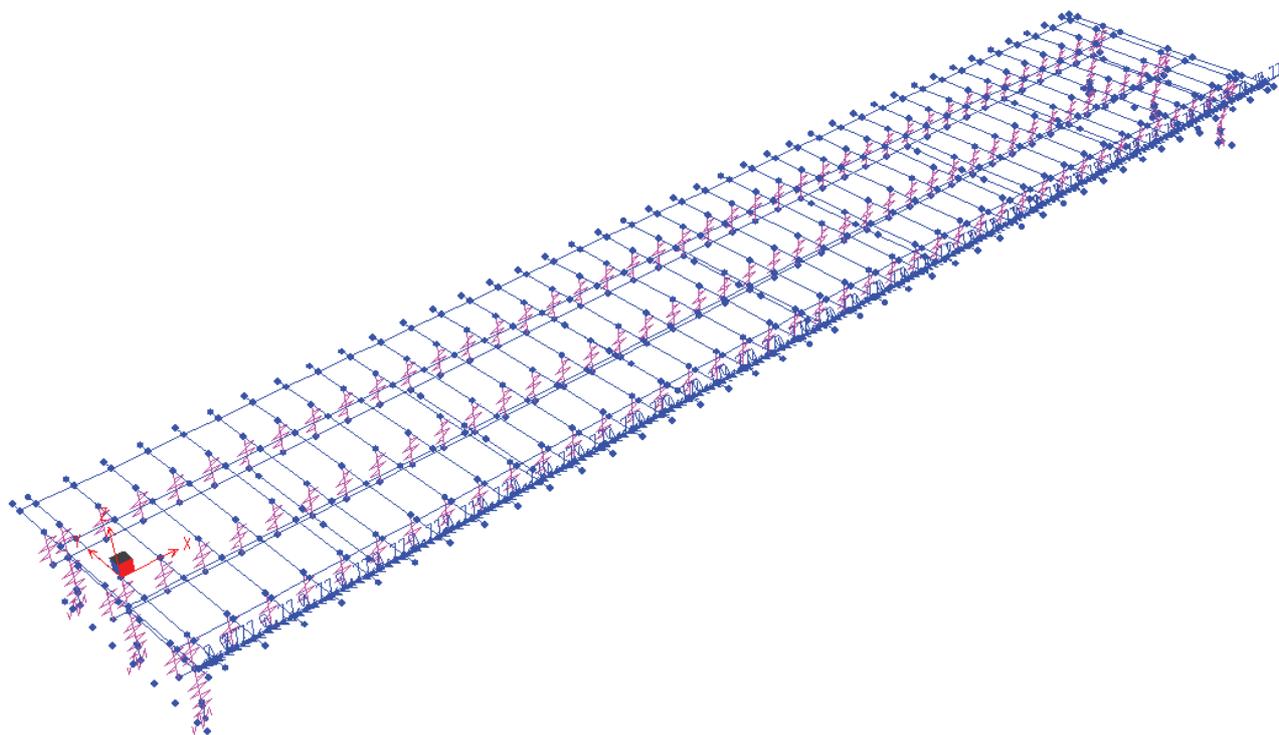


Figura 25 – Applicazione del vento sugli elementi di bordo lato destro – momento

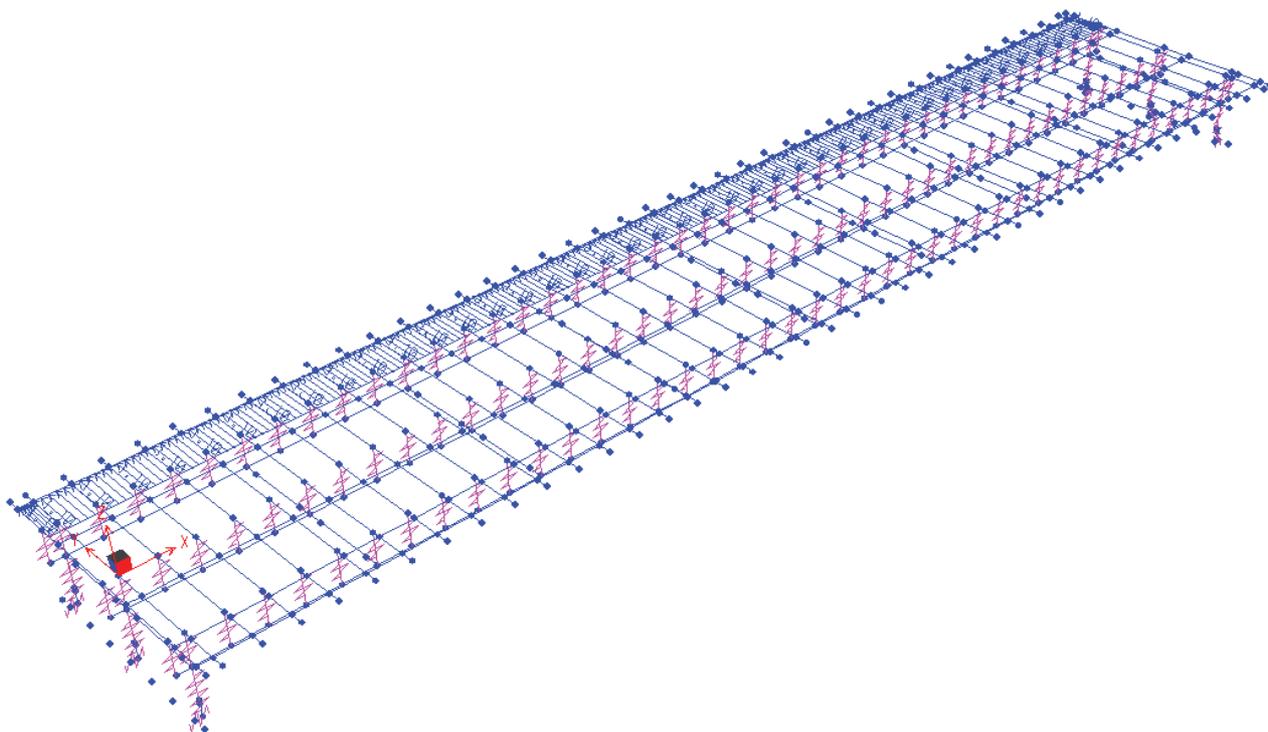


Figura 26 – Applicazione del vento sugli elementi di bordo lato sinistro – forza orizzontale

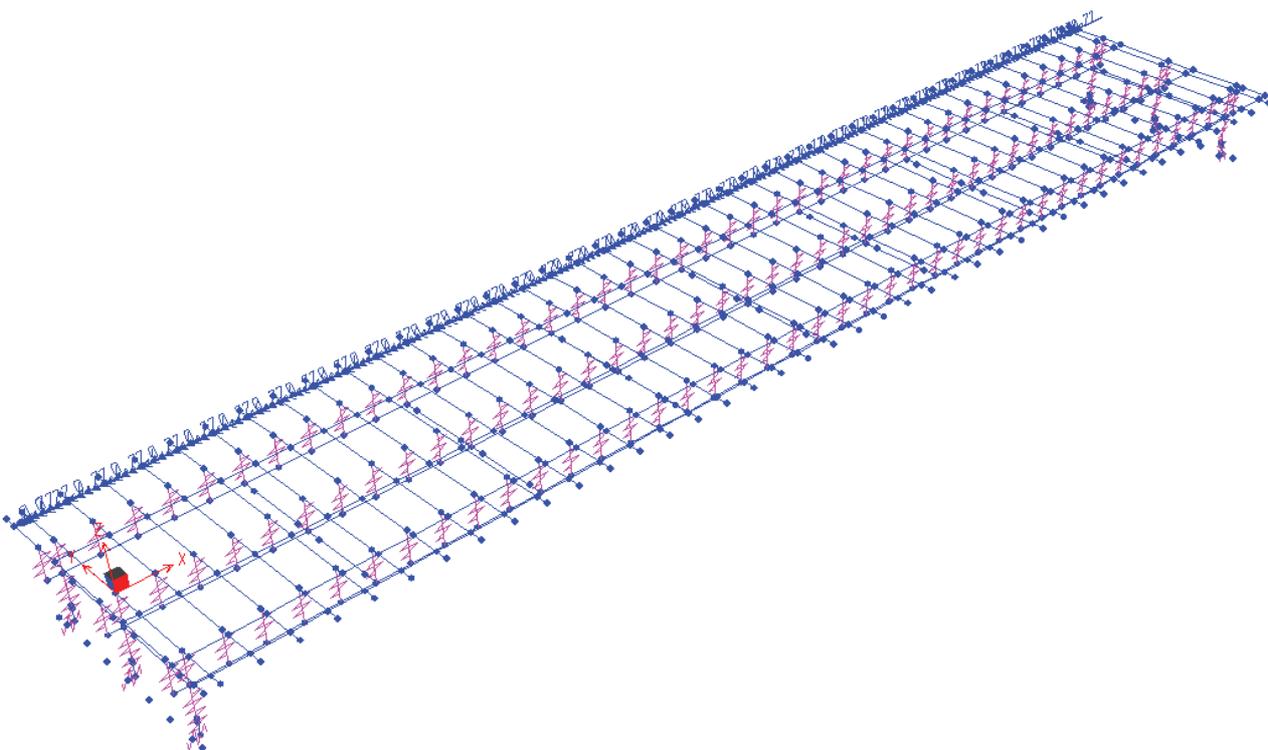


Figura 27 – Applicazione del vento sugli elementi di bordo lato sinistro – momento

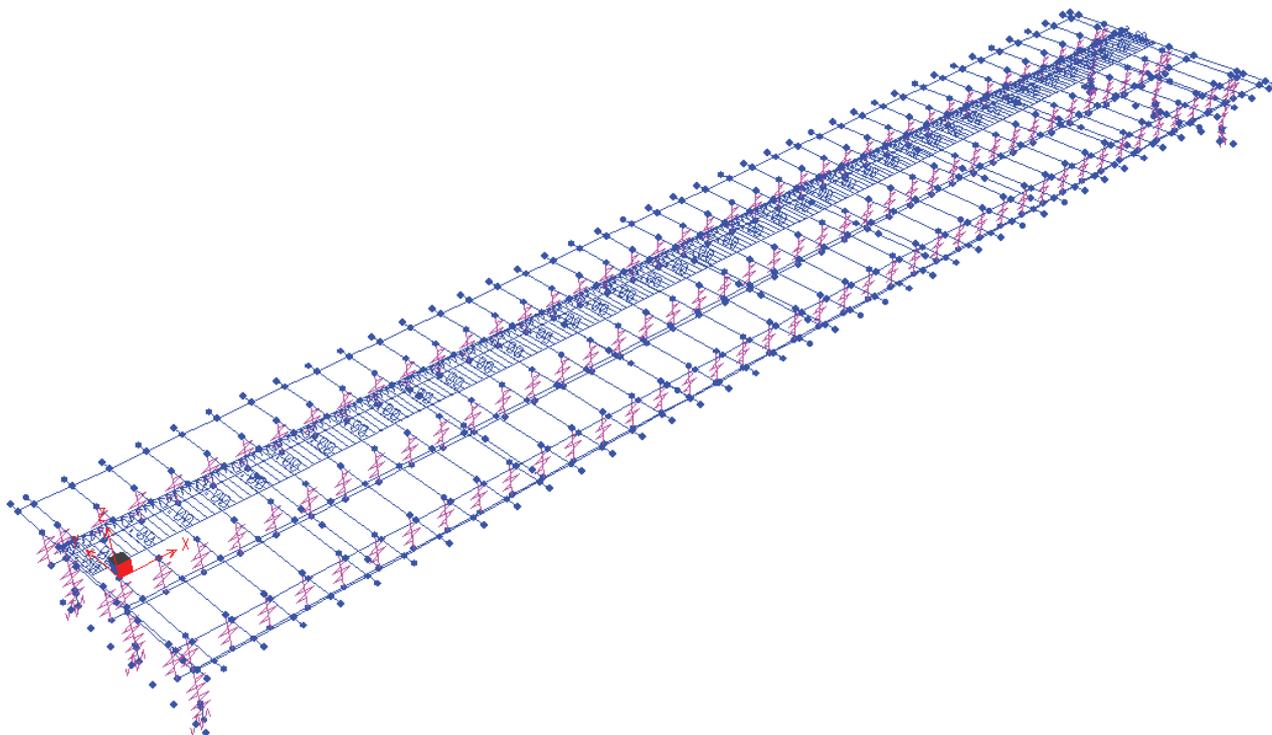


Figura 28 – Applicazione del vento sull'impronta di carico – forza orizzontale

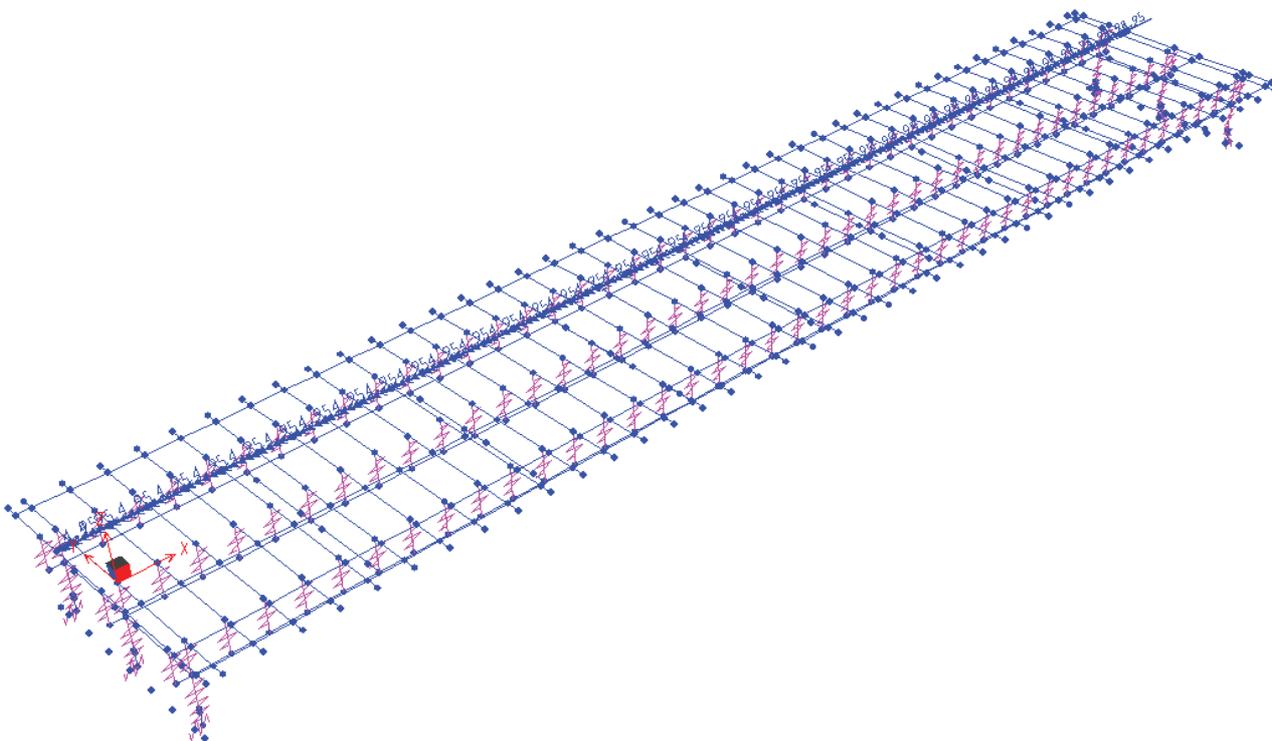


Figura 29 – Applicazione del vento sull'impronta di carico – momento

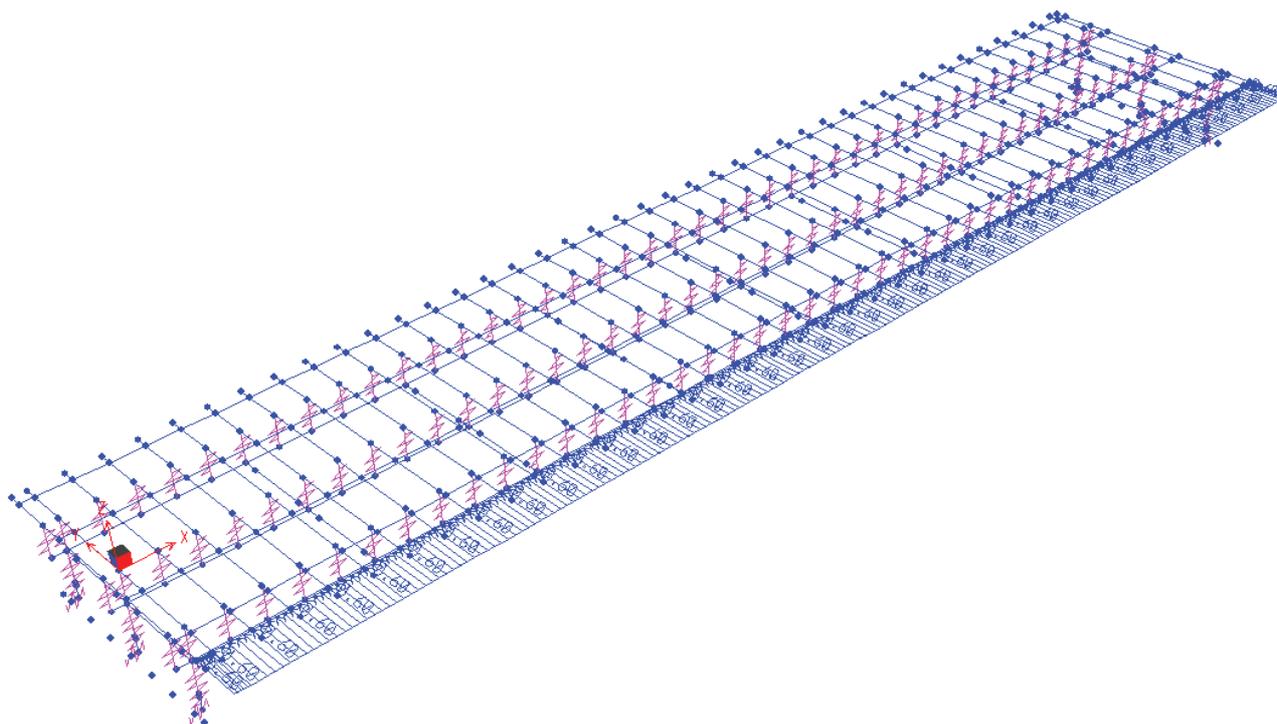


Figura 30 – Applicazione del vento sulla soletta

5.8 Variazioni termiche

Sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- variazione termica uniforme di $\pm 30^{\circ}\text{C}$
- variazione termica differenziale sull'altezza dell'impalcato, con gradiente termico di $\pm 10^{\circ}\text{C}$

5.9 Azione sismica

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche è stato eseguito tenendo conto delle indicazioni delle NTC 2008 in materia di progettazione sismica dei ponti stradali.

È stato tenuto in conto il sisma verticale.

La struttura in esame è di tipo 2 (vita nominale $V_N \geq 50$ anni) e classe IV. Ne derivano i valori delle seguenti grandezze:

$V_N \geq 50$ anni vita nominale

$C_U = 2$ coefficiente d'uso

$$V_R = V_N C_U = 100 \text{ anni} \quad \text{periodo di riferimento}$$

I valori dei periodi di ritorno per i differenti stati limite sono:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLD	V_R	100	0.031	0.31
SLV	$9.5 V_R$	950	0.060	0.37

Tabella 3 – Parametri sismici

Il suolo di fondazione può essere classificato come appartenente alla categoria B.

Il categoria topografica di riferimento è la T1.

Lo spettro di risposta dell'azione sismica orizzontale è definita come segue:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove

- T è il periodo di vibrazione
- S è il coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- η è il fattore di smorzamento, posto, nel caso specifico, pari a 1

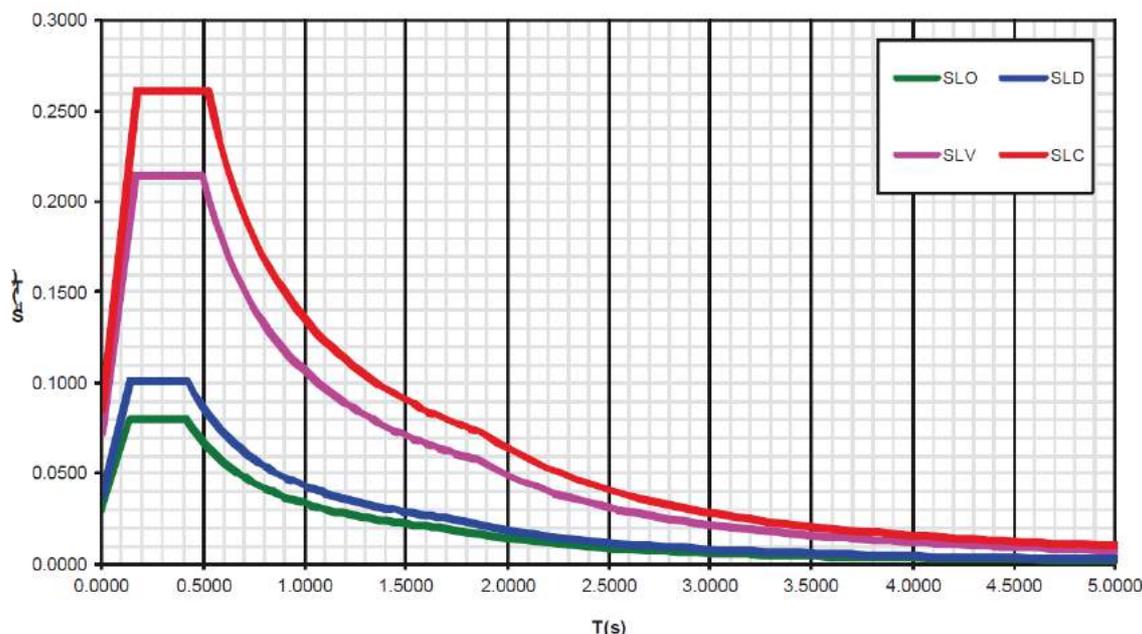


Figura 31 – Spettro elastico in accelerazione orizzontale

5.10 Urto

Ai sensi del §5.1.3.10 "Urto di veicolo in svio" delle NTC "Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico, dalle normative nazionali applicabili".

Pertanto i carichi cui deve essere calcolato/verificato il cordolo sono:

- Peso proprio dell'elemento, valutato tenendo conto di un peso specifico del cemento armato di 25 kN/m^3 ;
- Carichi permanenti: il peso della barriera è valutato in 1 kN/m
- Urto, valutato come segue

Il § 3.6.3.3.2 prevede che "In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN . Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o $1,0 \text{ m}$ sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.". Lo schema di calcolo è il seguente:

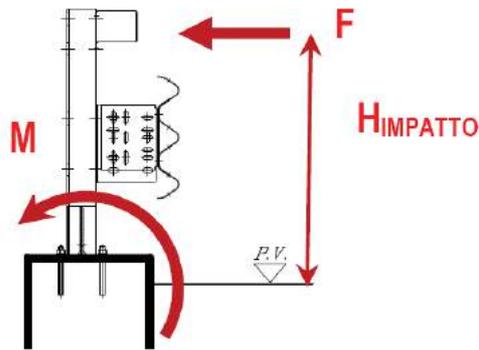


Figura 32 – Schema di calcolo per l'azione di urto

Le azioni da urto veicolare sono azioni eccezionali, e pertanto sono caratterizzate da coefficienti di sicurezza dei materiali (cfr. §4.1.4) e da coefficienti di amplificazione dei carichi (cfr. §2.5.3) unitari.

5.11 Carichi variabili per le verifiche a fatica

Per le verifiche a fatica viene impiegato il modello di carico di fatica 1, di cui al §5.1.4.3 delle NTC2018.

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti, applicati in asse alle corsie convenzionali, come mostrato nella seguente figura:

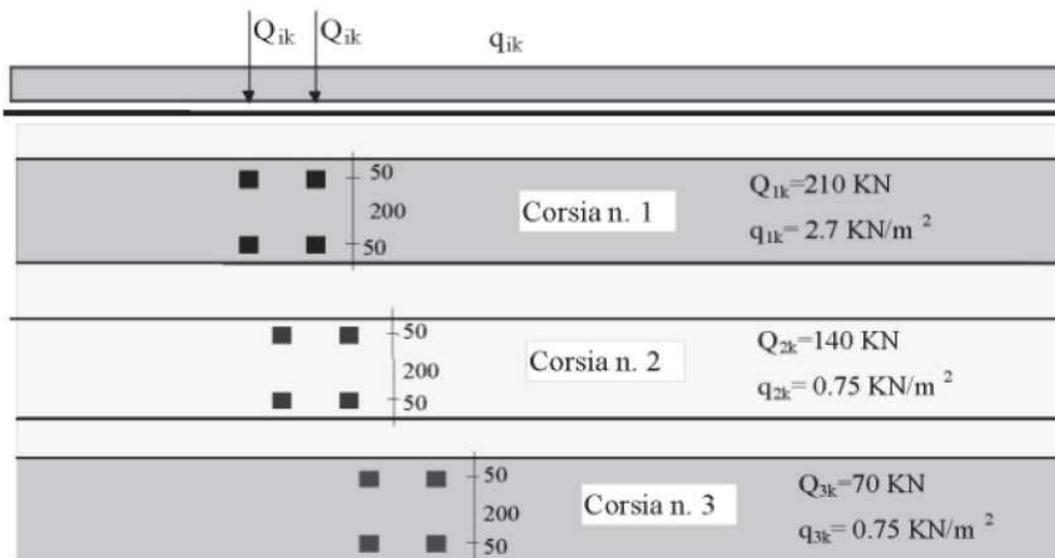


Figura 33 – Spettro elastico in accelerazione orizzontale

6 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Devono essere effettuate verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR)

- o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

Tutte le verifiche devono essere effettuate secondo l'approccio 2, che prevede un'unica combinazione di coefficienti:

Combinazione 1 (A1+M1+R3)

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare le combinazioni riportate nella seguente tabella:

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

Tabella 4 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

In funzione del tipo di verifica da eseguire, si hanno i seguenti coefficienti parziali:

Progetto Esecutivo

		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

Tabella 5 – Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU

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

Tabella 6 – Coefficienti parziali per le azioni variabili

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi applicando ai parametri geotecnici del terreno i seguenti coefficienti parziali:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 7 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza nei confronti dei diversi stati limite, essi sono riportati nelle tabelle seguenti:

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 8 – Coefficienti parziali R3 per le verifiche statiche

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 9 – Coefficienti parziali R3 per le verifiche sismiche

Sulla base delle indicazioni di cui al par. 2.5.1.3 delle NTC 2008, le azioni considerate ai fini della progettazione delle opere in esame possono essere assegnate alle seguenti famiglie di carico:

- $G1$ = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

- G_2 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q = carichi variabili;
- E = carichi sismici: azioni derivanti dai terremoti.

Ai fini delle verifiche degli stati limite strutturali precedentemente definiti, sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni di progetto, esplicitate nei successivi paragrafi di verifica per ciascuna tipologia di cassone:

6.1 Combinazioni per verifiche allo SLU

- Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale (ECC-STR)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

6.2 Combinazioni per verifiche allo SLE

- Combinazione caratteristica o rara (SLE-RARA)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

per le verifiche delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio

- Combinazione frequente (SLE-FREQ)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

per le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

- Combinazione quasi permanente (SLE-QP)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

per le verifiche delle tensioni di compressione nel calcestruzzo ed allo stato limite di apertura delle fessure

dove:

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

50

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

- Q_{k1} = azione variabile dominante;
- Q_{kj} = azioni variabili concomitanti con quella dominante;
- γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ = coefficienti di combinazione delle azioni.

Nelle espressioni sopra riportate il simbolo + sta per *combinato con*.

6.3 Riepilogo delle combinazioni di carico

Vengono di seguito riportate le combinazioni di carico con i relativi coefficienti di combinazione:

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

	SLU-A1-comb.1	SLU-A1-comb.2	SLU-A1-comb.3	SLU-A2-comb.1	SLU-A2-comb.2	SLU-A2-comb.3
g1 - Peso proprio	1/1.35	1/1.35	1/1.35	1	1	1
g2 - Permanenti	0/1.5	0/1.5	0/1.5	0/1.3	0/1.3	0/1.3
g3 - Spinta terre	1/1.35	1/1.35	1/1.35	1	1	1
e2 - Ritiro	0/1.2	0/1.2	0/1.2	0/1	0/1	0/1
q1 - Tandem	0/1.35	0/1.0125	0/1.0125	0/1.15	0/0.8625	0/0.8625
q1 - Distribuiti	0/1.35	0/0.54	0/0.54	0/1.15	0/0.46	0/0.46
q1 - Sovraccarico terreno	0/1.35	0/1.0125	0/1.0125	0/1.15	0/0.8625	0/0.8625
q3 - Frenatura	0	0/1.35	0/1.0125	0	0/1.15	0/0.8625
q5 - Vento	0/1.2	0/1.5	0/1.2	0/0.78	0/1.3	0/0.78
q7 - Termica	-0.9/0.9	-0.9/0.9	-1.5/1.5	-0.78/0.78	-0.78/0.78	-1.3/1.3

	SLU-EQU-comb.1	SLU-EQU-comb.2	SLU-EQU-comb.3
g1 - Peso proprio	0.9/1.1	0.9/1.1	0.9/1.1
g2 - Permanenti	0/1.5	0/1.5	0/1.5
g3 - Spinta terre	0.9/1.1	0.9/1.1	0.9/1.1
e2 - Ritiro	0/1.2	0/1.2	0/1.2
q1 - Tandem	0/1.35	0/1.0125	0/1.0125
q1 - Distribuiti	0/1.35	0/0.54	0/0.54
q1 - Sovraccarico terreno	0/1.35	0/1.0125	0/1.0125
q3 - Frenatura	0	0/1.35	0/1.0125
q5 - Vento	0/1.2	0/1.5	0/1.2
q7 - Termica	-0.9/0.9	-0.9/0.9	-1.5/1.5

	SLE-Rara-comb.1	SLE-Rara-comb.2	SLE-Rara-comb.3	SLE-Freq-comb.1	SLE-Freq-comb.2	SLE-Freq-comb.3	SLE-Perm-comb.1
g1 - Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
g2 - Permanenti	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1
g3 - Spinta terre	1	1	1	1	1	1	1
e2 - Ritiro	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1
q1 - Tandem	0/1	0/0.75	0/0.75	0/0.75	0	0	0
q1 - Distribuiti	0/1	0/0.4	0/0.4	0/0.4	0	0	0
q1 - Sovraccarico terreno	0/1	0/0.75	0/0.75	0/0.75	0	0	0
q3 - Frenatura	0	0/1	0/0.75	0/0.75	0	0	0
q5 - Vento	0/0.8	0/1	0/0.8	0	0/0.2	0	0
q7 - Termica	-0.6/0.6	-0.6/0.6	-1/1	-0.5/0.5	-0.5/0.5	-0.6/0.6	-0.5/0.5

	SLU-Sism-comb.1	SLU-Sism-comb.2	SLU-Sism-comb.3	SLU-Sism-comb.4	SLU-Sism-comb.5	SLU-Sism-comb.6
g1 - Peso proprio	1	1	1	1	1	1
g2 - Permanenti	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1
g3 - Spinta terre	1	1	1	1	1	1
e2 - Ritiro	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1	0/1
q1 - Tandem	0	0	0	0	0	0
q1 - Distribuiti	0	0	0	0	0	0
q1 - Sovraccarico terreno	0	0	0	0	0	0
q3 - Frenatura	0	0	0	0	0	0
q5 - Vento	0	0	0	0	0	0
q7 - Termica	-0.5/0.5	-0.5/0.5	-0.5/0.5	-0.5/0.5	-0.5/0.5	-0.5/0.5
Sisma direzione x	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma direzione y	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3
Sisma direzione z	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-1	1

Tabella 10 – Combinazioni dei carichi

Nella tabella sono riportate anche le combinazioni SLU-A2 e SLU-EQU, che sono utilizzate esclusivamente per le verifiche delle spalle.

7 RISULTATI DEI CALCOLI

7.1 Risultati dell'analisi modale

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi modale.

I modi considerati sono 500.

La percentuale di massa eccitata nelle tre direzioni ortogonali è illustrata nella seguente tabella.

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9999	89.7117
MODAL	Acceleration	UY	99.9999	90.183
MODAL	Acceleration	UZ	99.9997	87.1175

Tabella 11 – Percentuale complessiva di massa eccitata

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei periodi e delle frequenze per i primi 20 modi di vibrare.

StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
1	1.095388	0.91292	5.736	32.902
2	1.045761	0.95624	6.0082	36.099
3	0.633309	1.579	9.9212	98.43
4	0.571687	1.7492	10.991	120.79
5	0.494322	2.023	12.711	161.56
6	0.161843	6.1788	38.823	1507.2
7	0.160039	6.2485	39.26	1541.4
8	0.131103	7.6276	47.926	2296.9
9	0.08799	11.365	71.408	5099.1
10	0.083298	12.005	75.43	5689.7
11	0.083101	12.034	75.609	5716.7
12	0.08135	12.293	77.237	5965.5
13	0.081177	12.319	77.401	5990.9
14	0.077851	12.845	80.708	6513.8
15	0.077851	12.845	80.708	6513.8
16	0.061885	16.159	101.53	10308
17	0.05751	17.388	109.25	11937
18	0.057463	17.402	109.34	11956
19	0.057459	17.404	109.35	11958
20	0.05741	17.419	109.44	11978

Tabella 12 – Periodi e frequenze modi di vibrare

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle percentuali di massa eccitata per i primi 20 modi di vibrare.

StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
1	1.095388	6.838E-14	0.3907	8.385E-16	6.838E-14	0.3907	8.385E-16
2	1.045761	0.39423	5.678E-14	6.365E-17	0.39423	0.3907	9.022E-16
3	0.633309	1.298E-19	1.172E-16	5.411E-14	0.39423	0.3907	5.501E-14
4	0.571687	7.887E-19	4.204E-16	0.31866	0.39423	0.3907	0.31866
5	0.494322	7.898E-16	0.00388	4.826E-15	0.39423	0.39457	0.31866
6	0.161843	0.000008578	6.964E-14	4.036E-17	0.39424	0.39457	0.31866
7	0.160039	2.019E-14	1.577E-14	1.684E-14	0.39424	0.39457	0.31866
8	0.131103	7.366E-15	0.00013	1.048E-15	0.39424	0.39471	0.31866
9	0.08799	1.879E-13	000000002343	6.119E-14	0.39424	0.39471	0.31866
10	0.083298	7.252E-13	0.12081	000000000265	0.39424	0.51552	0.31866
11	0.083101	000000001259	0.00000002566	0000000002913	0.39424	0.51552	0.31866
12	0.08135	7.96E-15	000000001702	0.03562	0.39424	0.51552	0.35429
13	0.081177	1.666E-14	0.00961	0000000005187	0.39424	0.52513	0.35429
14	0.077851	0.0000164	9.581E-15	0000000004343	0.39425	0.52513	0.35429
15	0.077851	000000007707	3.762E-13	0.0000008903	0.39425	0.52513	0.35429
16	0.061885	1.609E-14	0.000005118	4.362E-16	0.39425	0.52513	0.35429
17	0.05751	000000001068	1.804E-13	6.963E-15	0.39425	0.52513	0.35429
18	0.057463	3.875E-13	000000005433	3.589E-15	0.39425	0.52513	0.35429
19	0.057459	6.527E-18	7.964E-15	000000001336	0.39425	0.52513	0.35429
20	0.05741	000000006936	4.975E-14	3.708E-15	0.39425	0.52513	0.35429

Tabella 13 – Valori percentuali di massa eccitata modi di vibrare

Si riportano di seguito le deformate modali della struttura per i modi di vibrare più significativi:

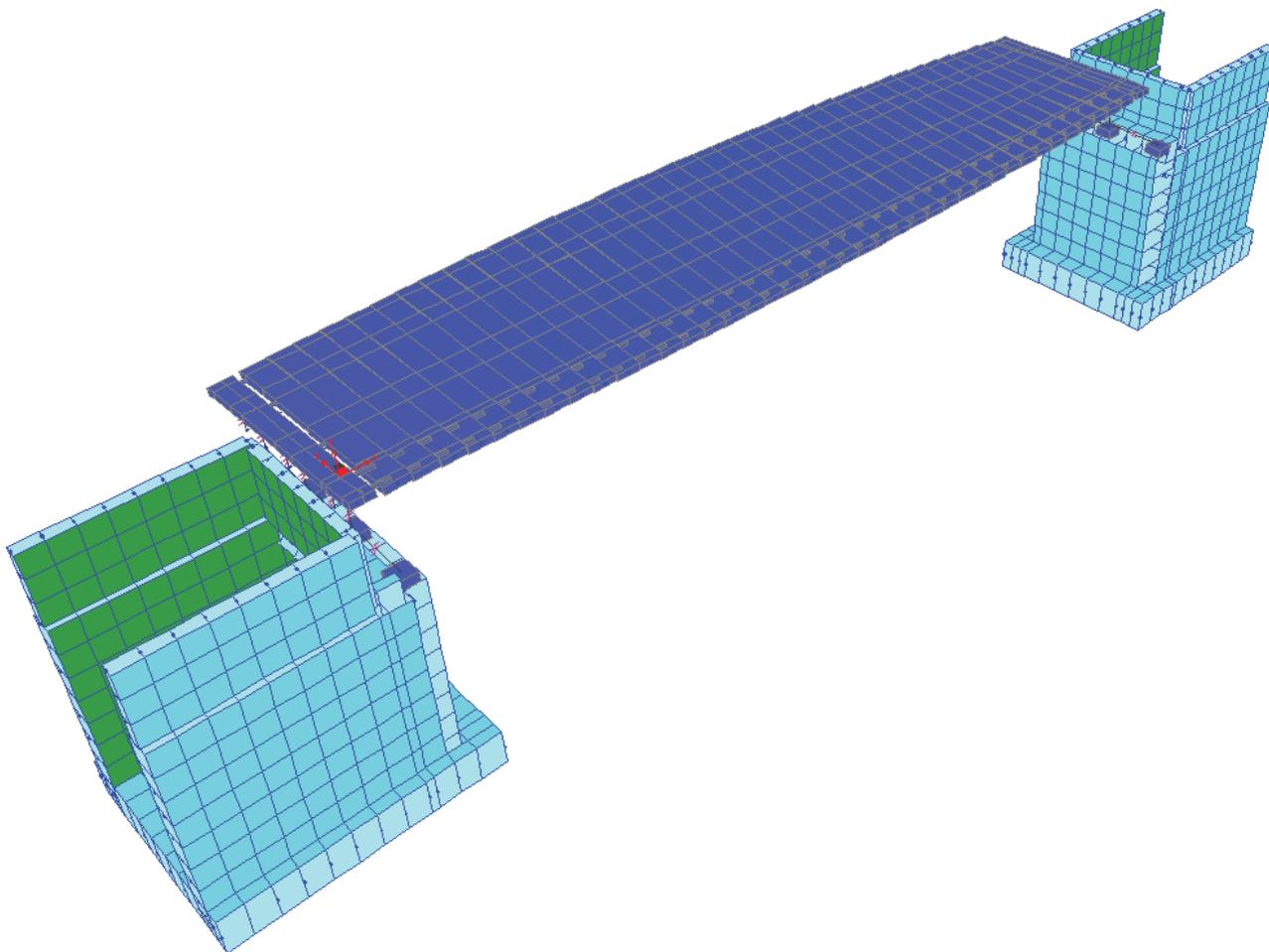


Figura 34 – Deformata modale modo 1 (direzione y)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

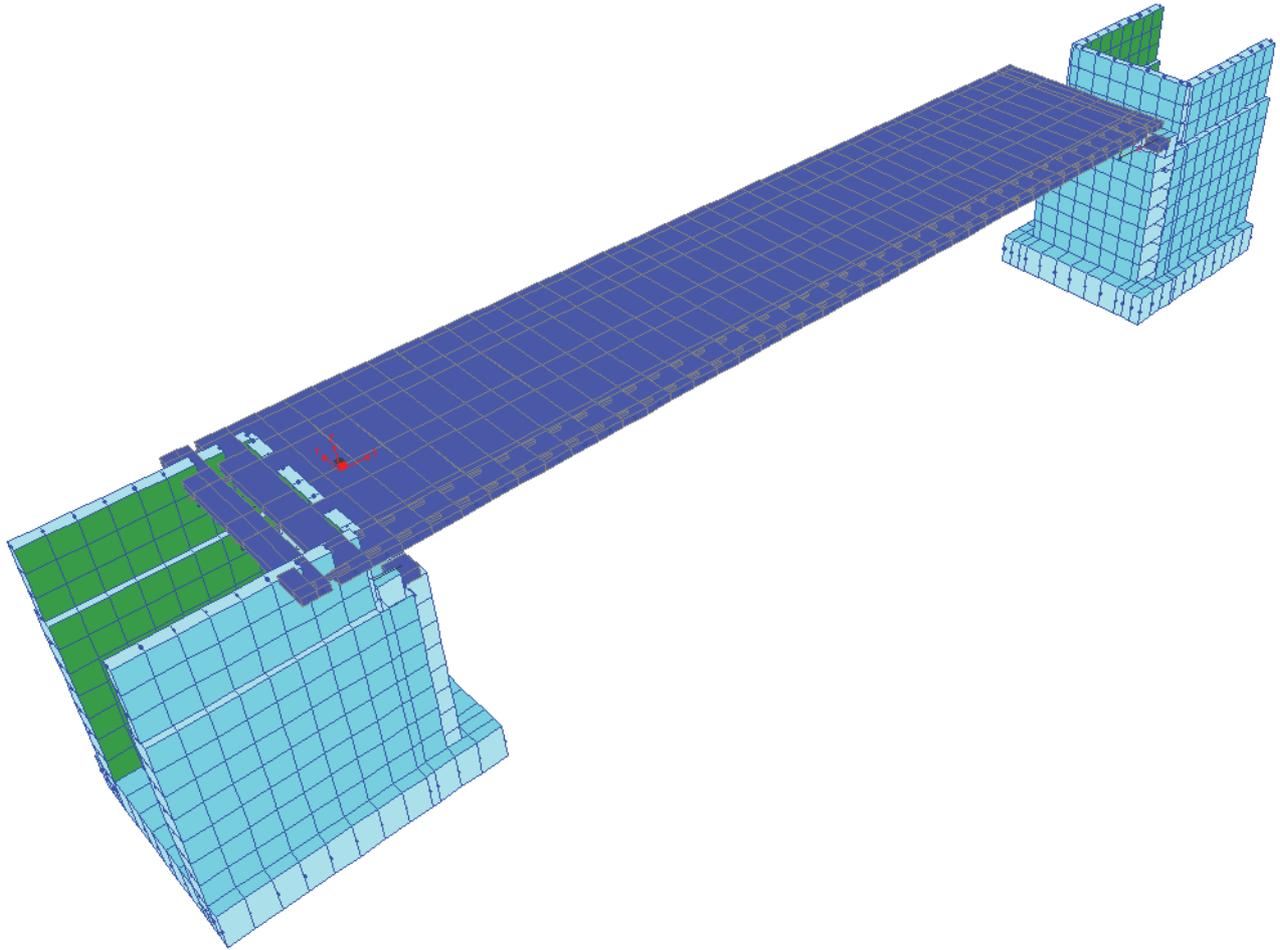


Figura 35 – Deformata modale modo 2 (direzione x)

RTI di progettazione:



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

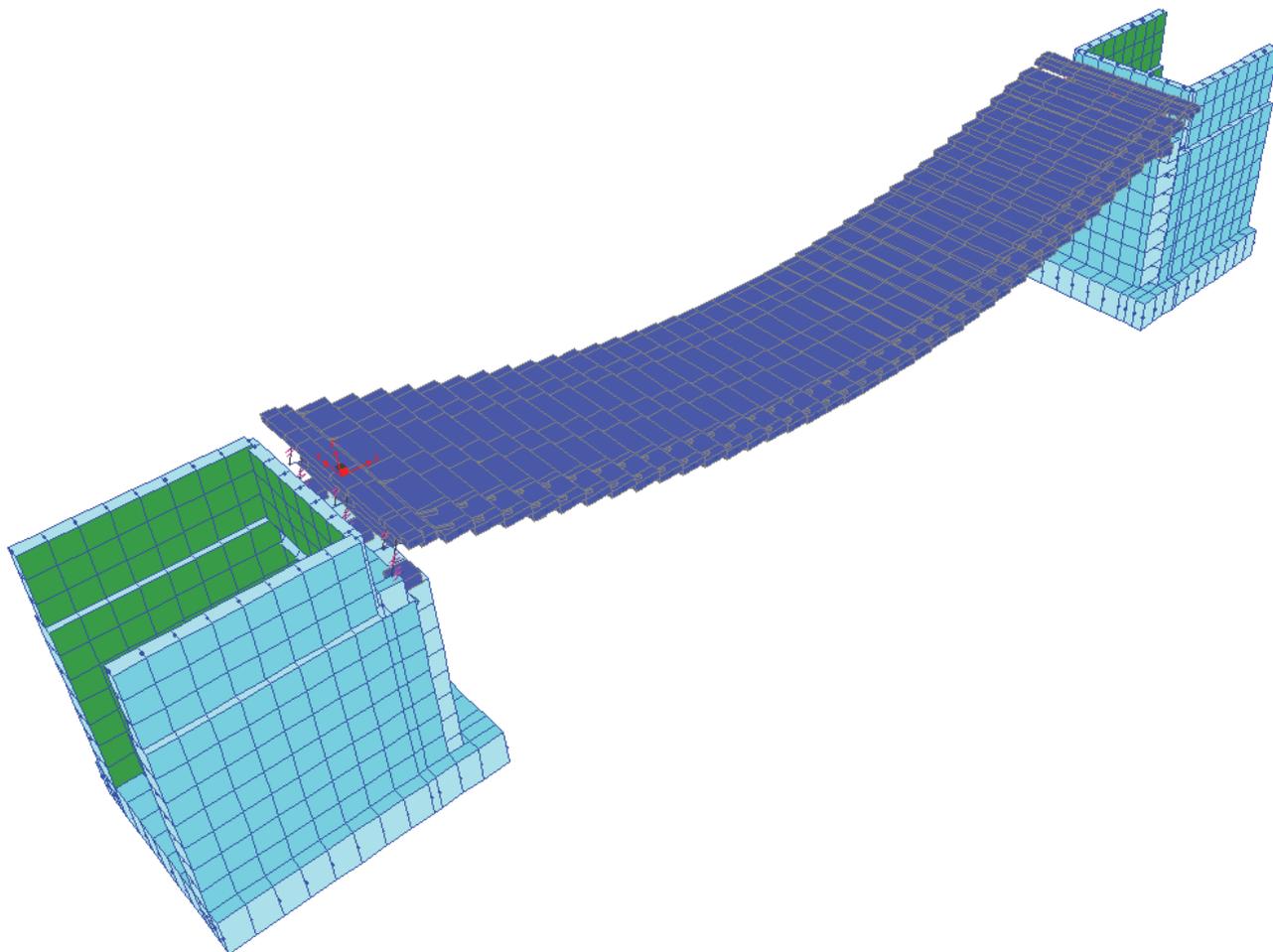


Figura 36 – Deformata modale modo 4 (direzione z)

RTI di progettazione:



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

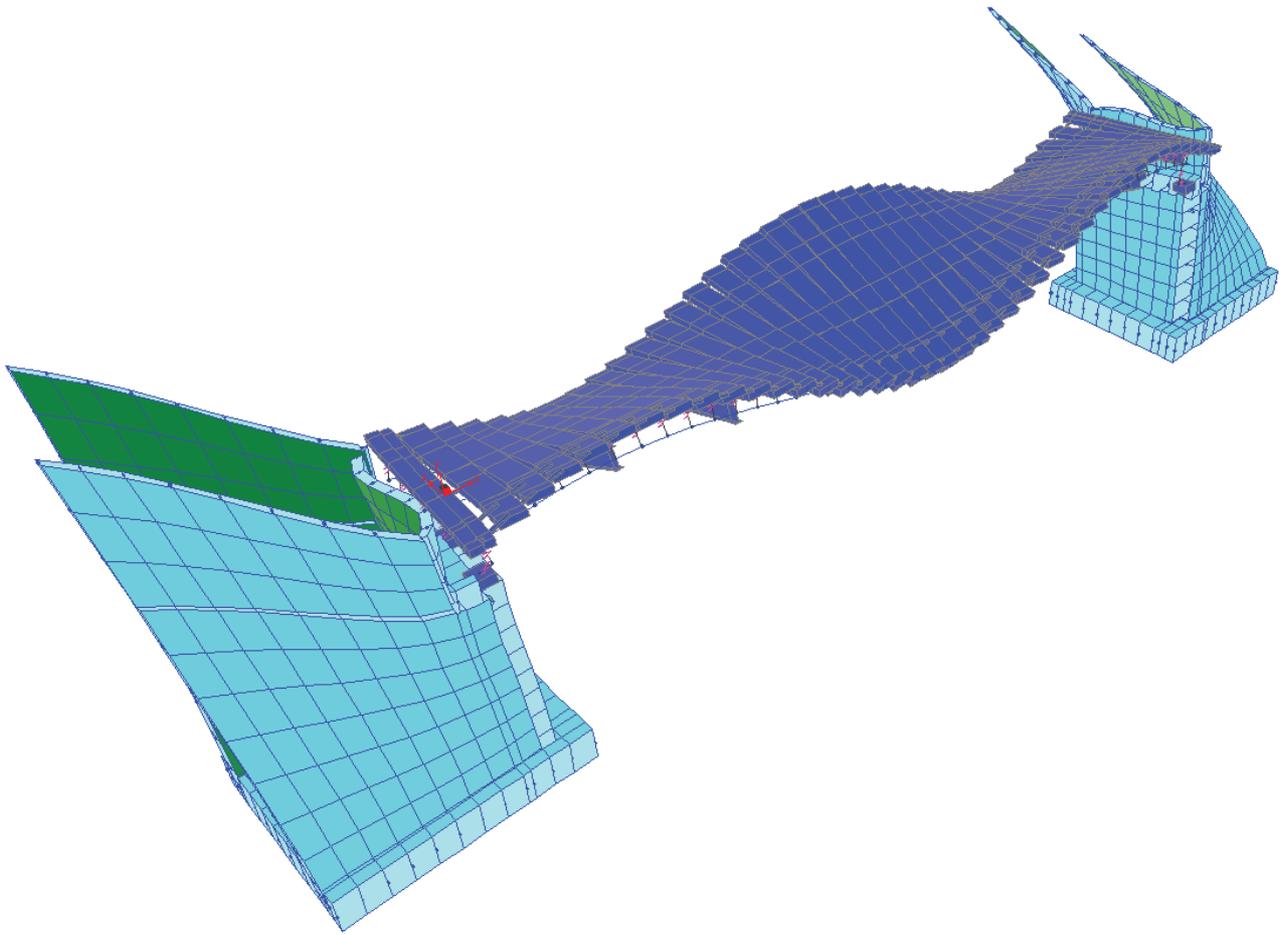


Figura 37 – Deformata modale modo 10 (direzione y)

RTI di progettazione:



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

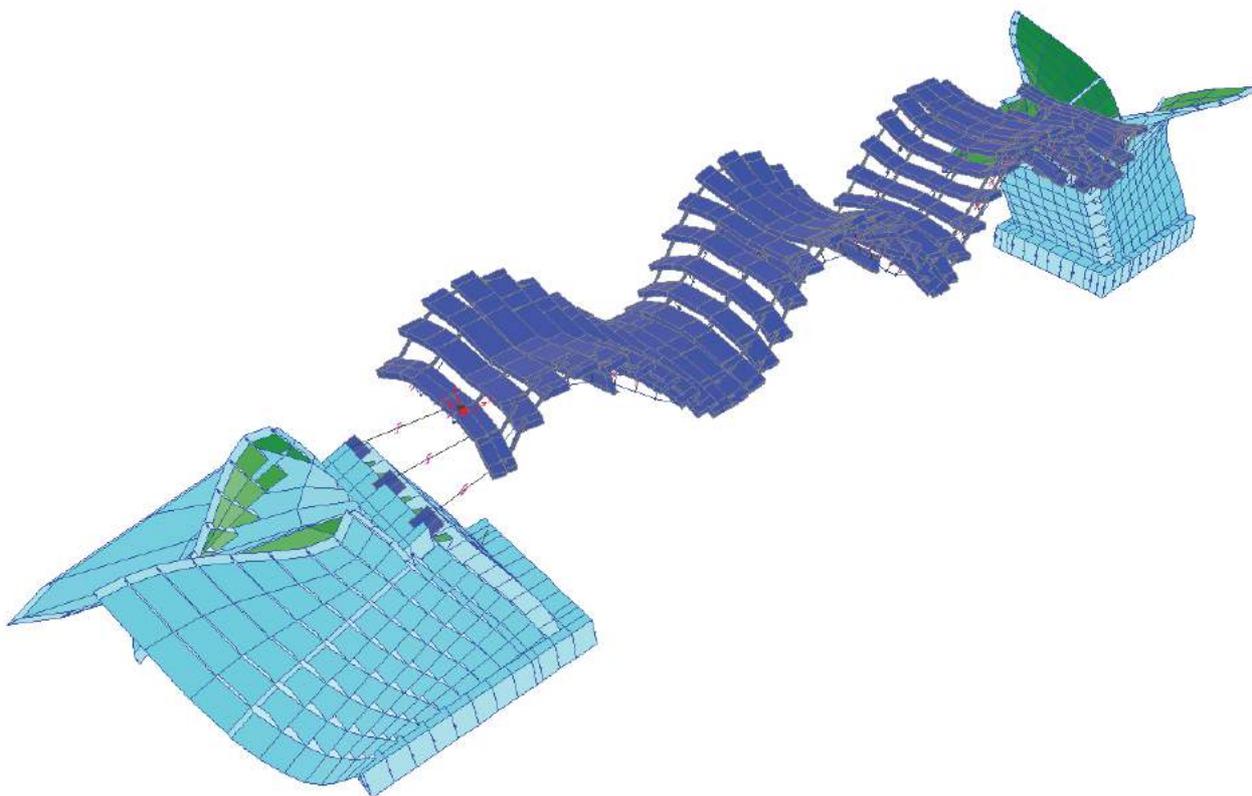


Figura 38 – Deformata modale modo 48 (direzione x)

7.2 Sollecitazioni

Vengono di seguito riportati, per ciascuna tipologia di elemento strutturale, gli involuipi delle sollecitazioni più significative allo SLU.

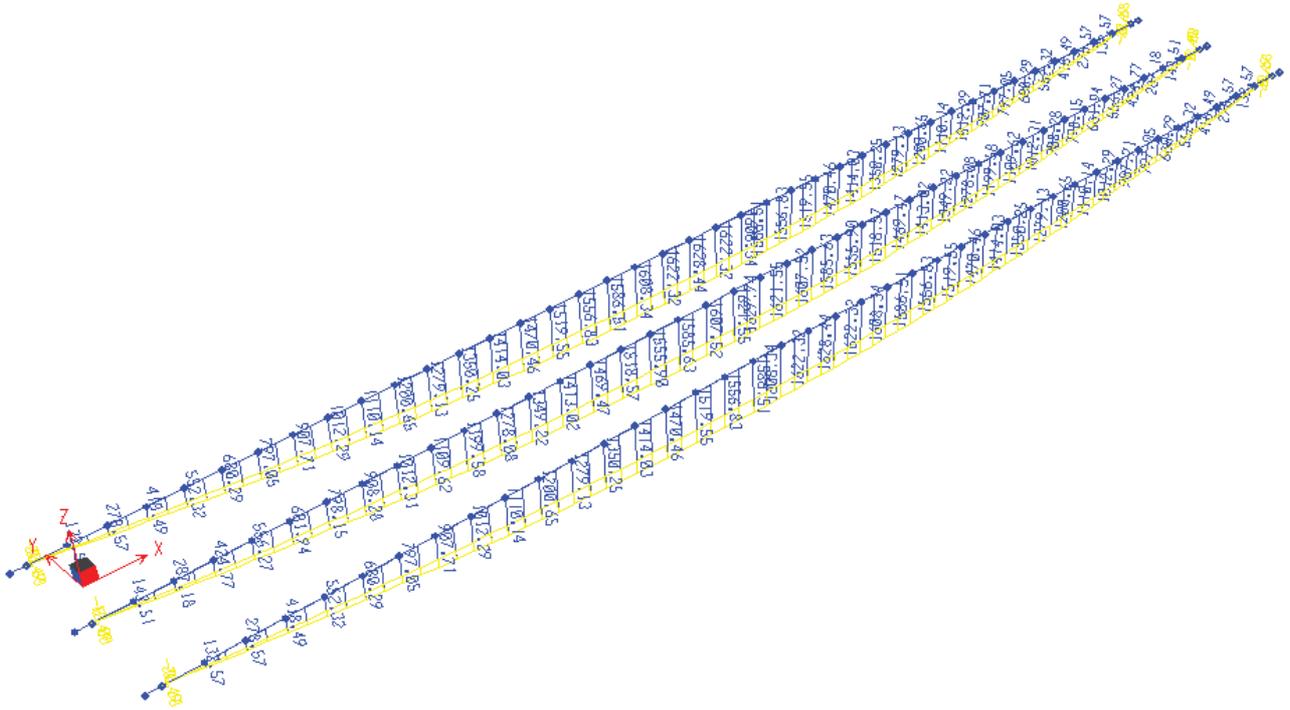


Figura 39 – Travi principali – Momenti flettenti (SLU) – configurazione 1 (peso proprio)

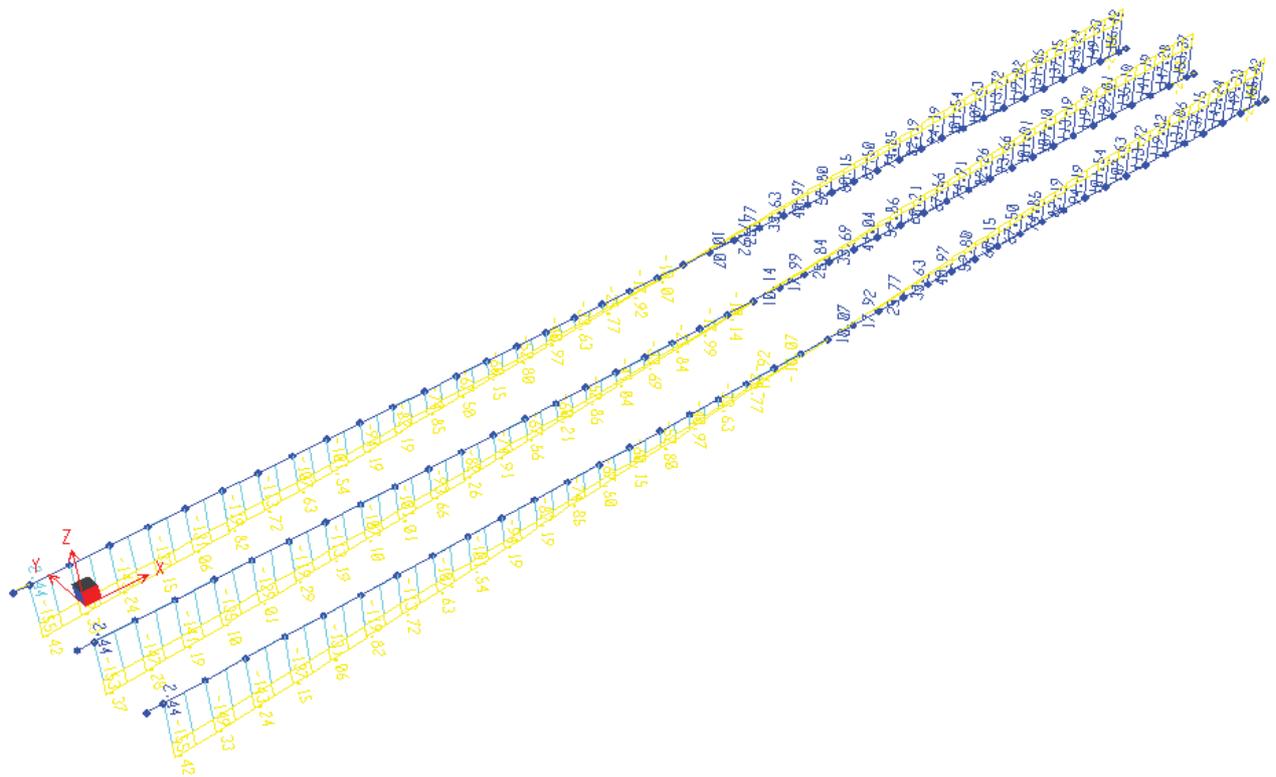


Figura 40 – Travi principali – Tagli (SLU) – configurazione 1 (peso proprio)

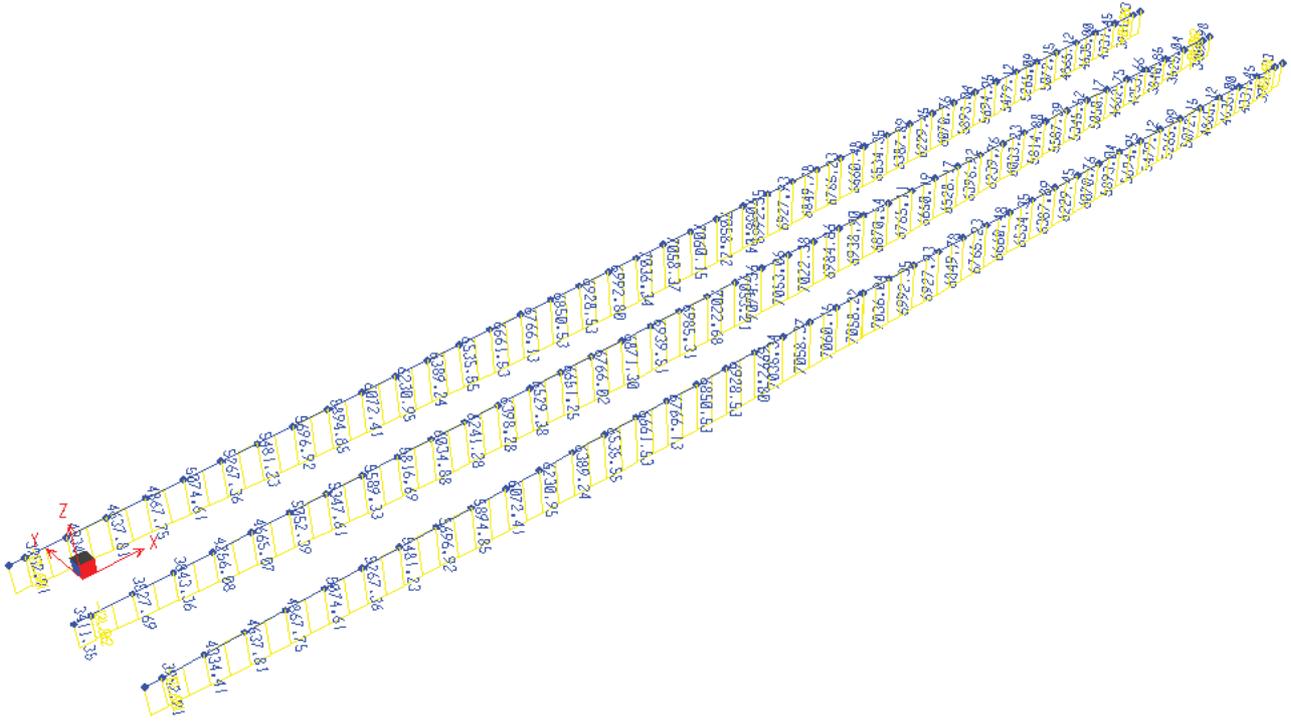


Figura 41 – Travi principali – Momenti flettenti (SLU) – configurazione 2 (permanenti+ritiro)

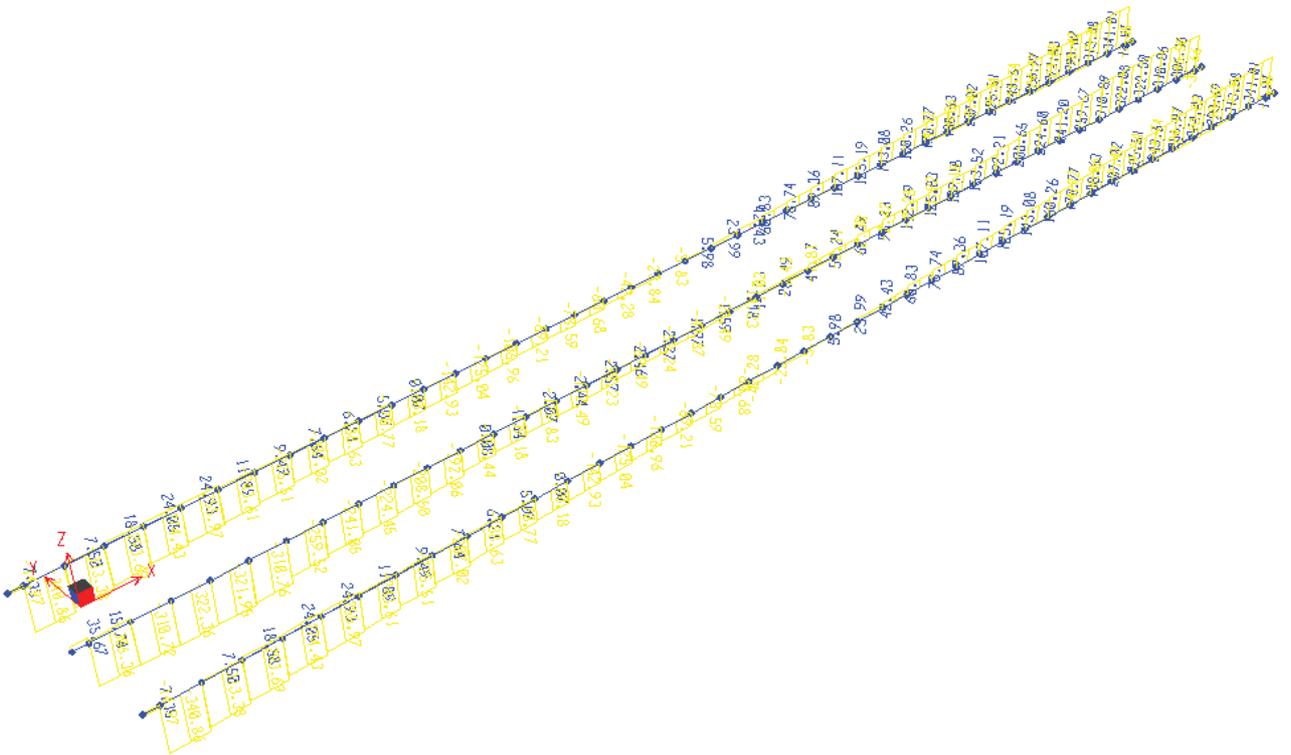


Figura 42 – Travi principali – Tagli (SLU) – configurazione 2 (permanenti+ritiro)

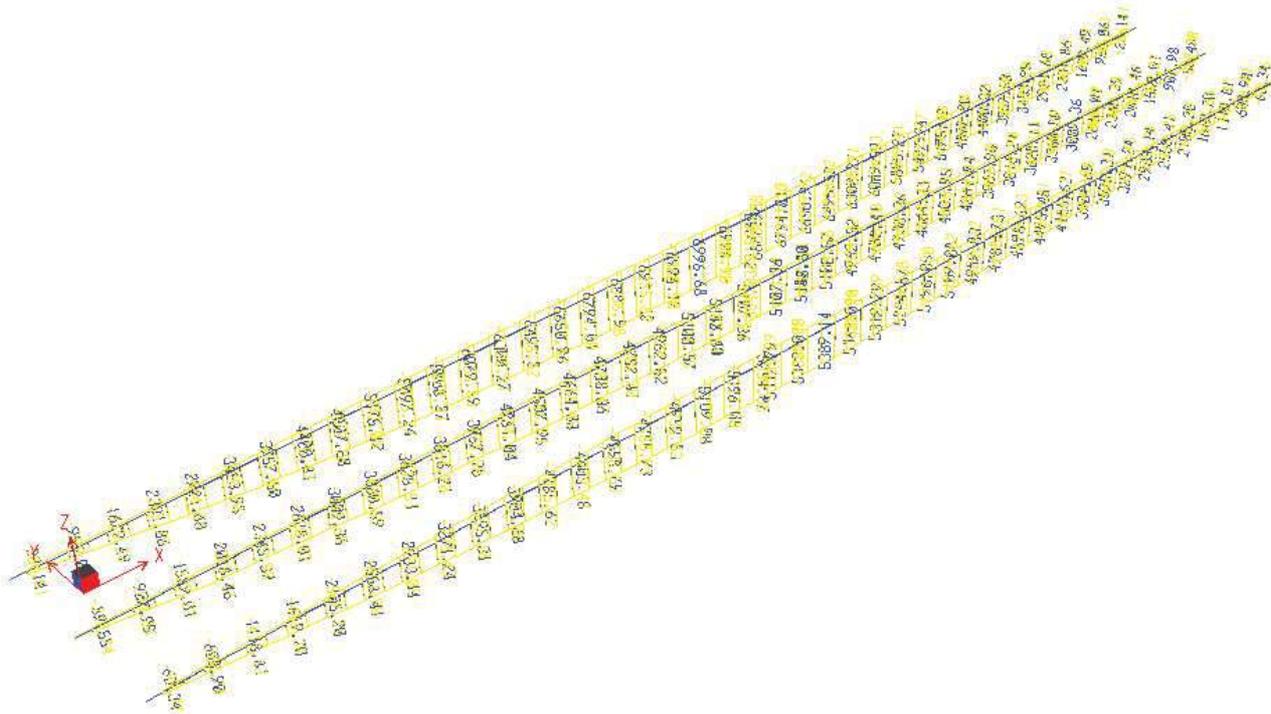


Figura 43 – Travi principali – Momenti flettenti (SLU) – configurazione 3 (variabili)

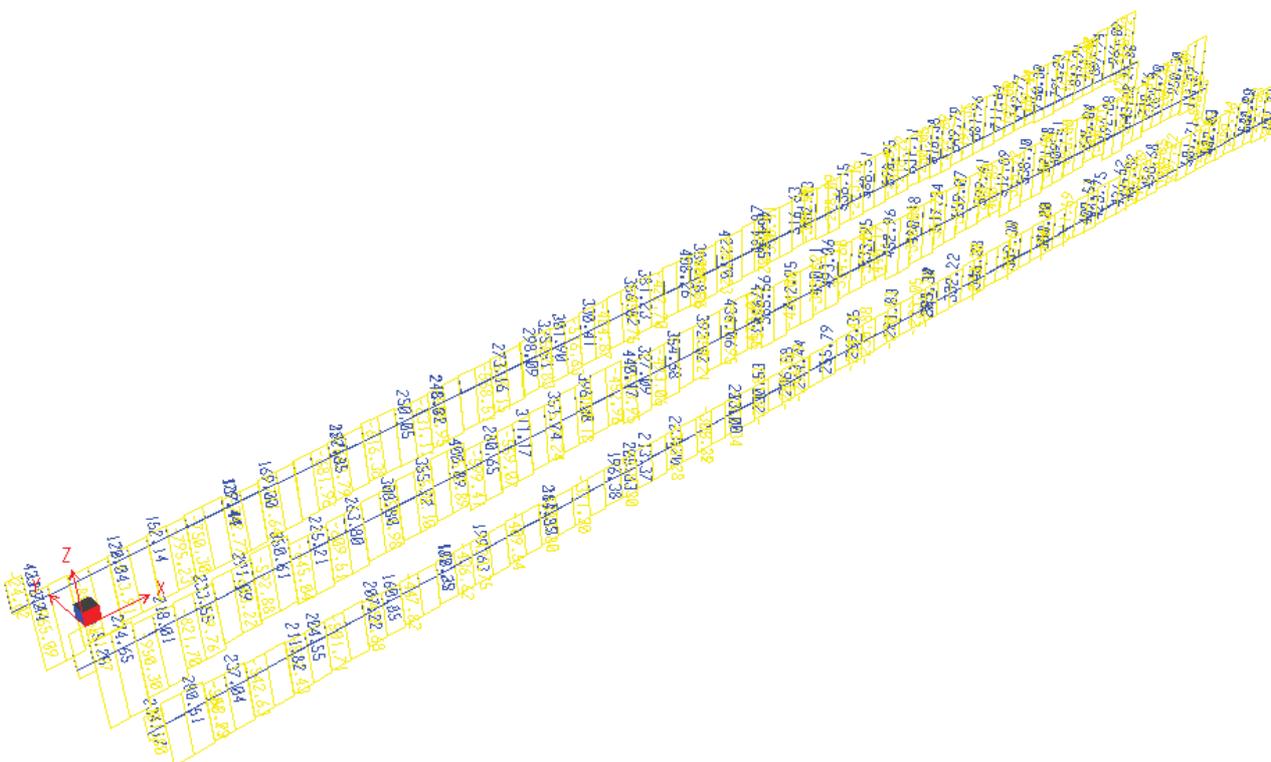


Figura 44 – Travi principali – Tagli (SLU) – configurazione 3 (variabili)

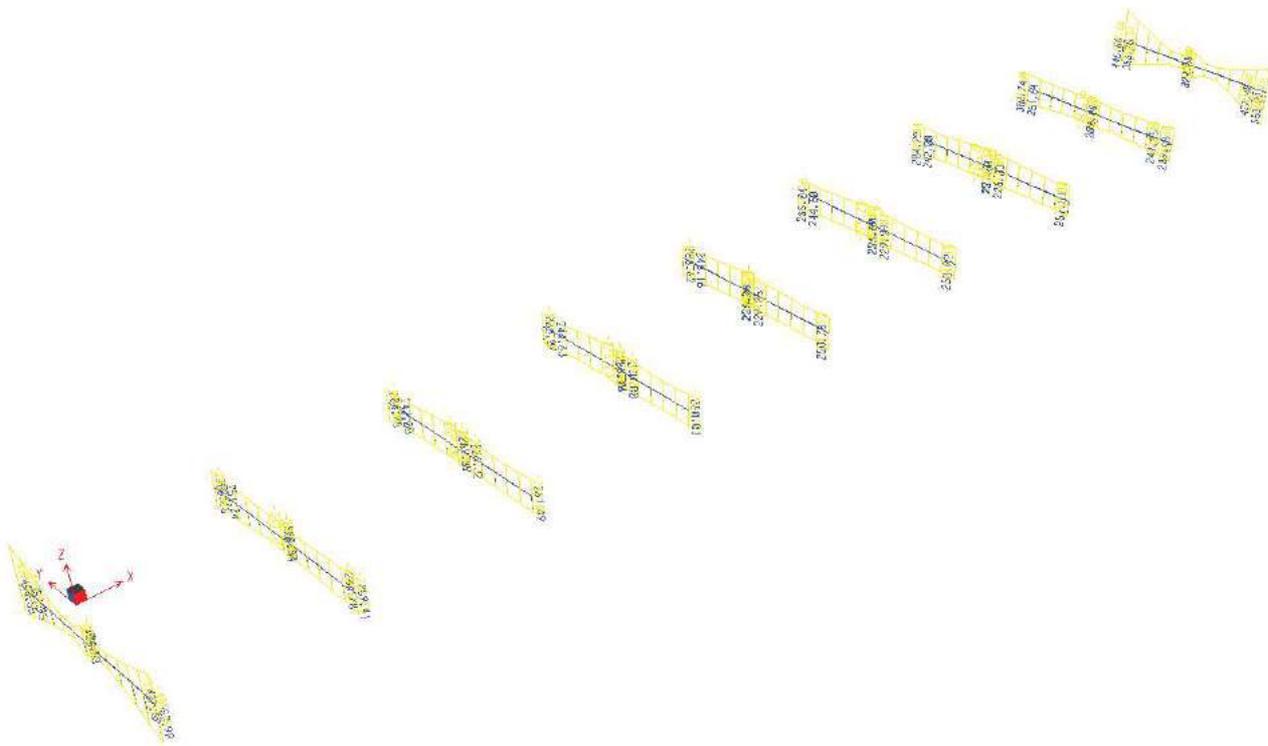


Figura 45 – Traversi (SLU) – Momenti flettenti complessivi

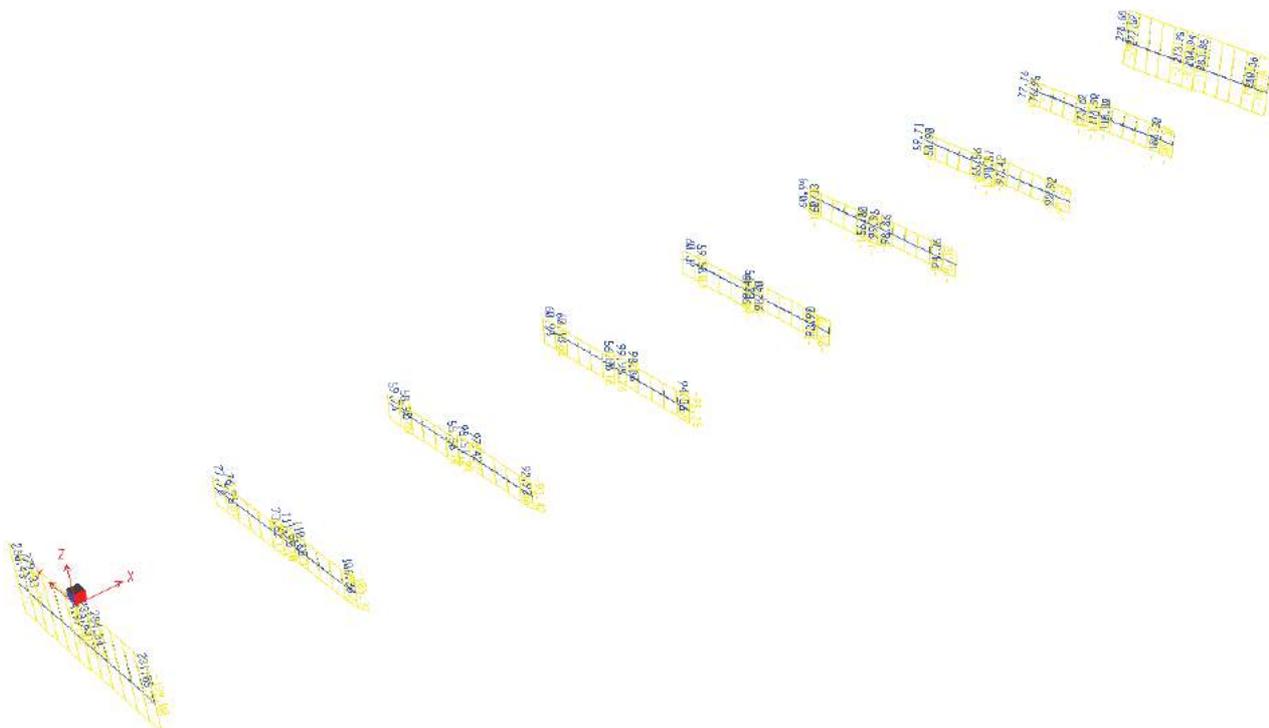


Figura 46 – Traversi (SLU) – Tagli complessivi

7.3 Deformazioni

Vengono di seguito riportati i diagrammi di inviluppo delle deformate dell'impalcato allo SLE.

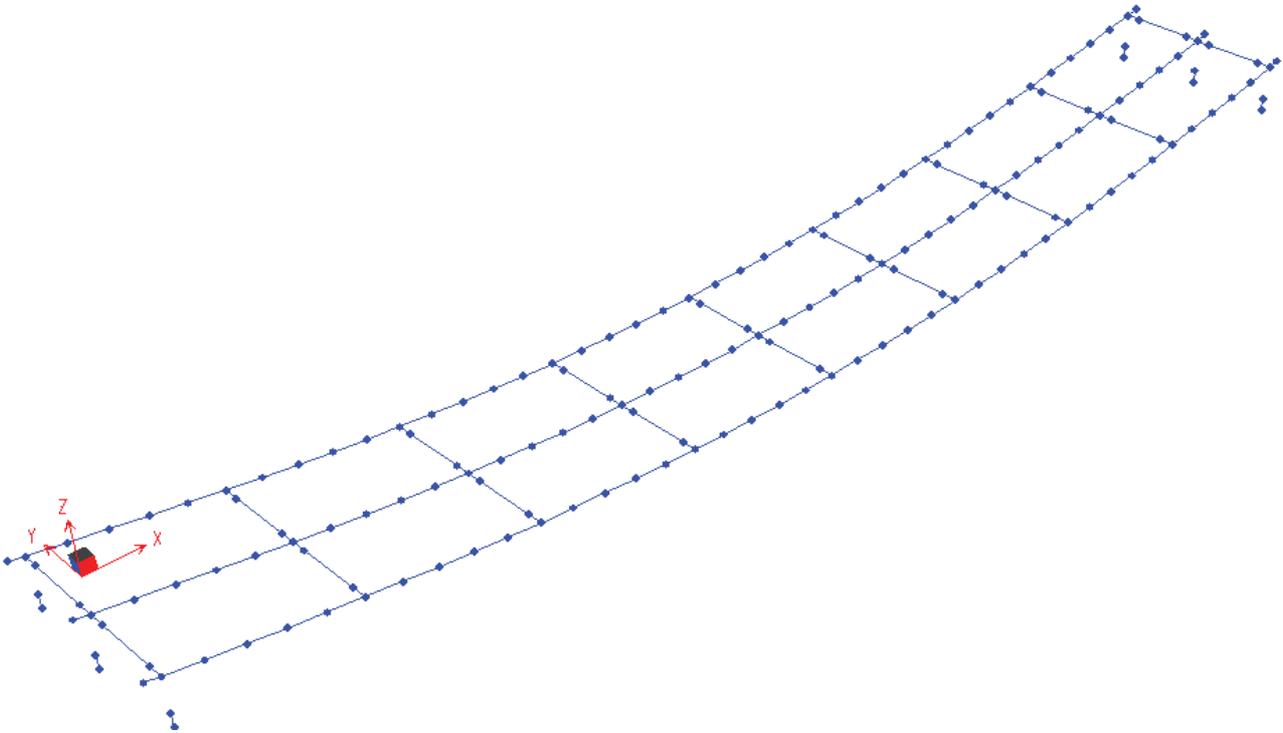


Figura 47 – Inviluppo deformata (SLE) – configurazione 1 (peso proprio)

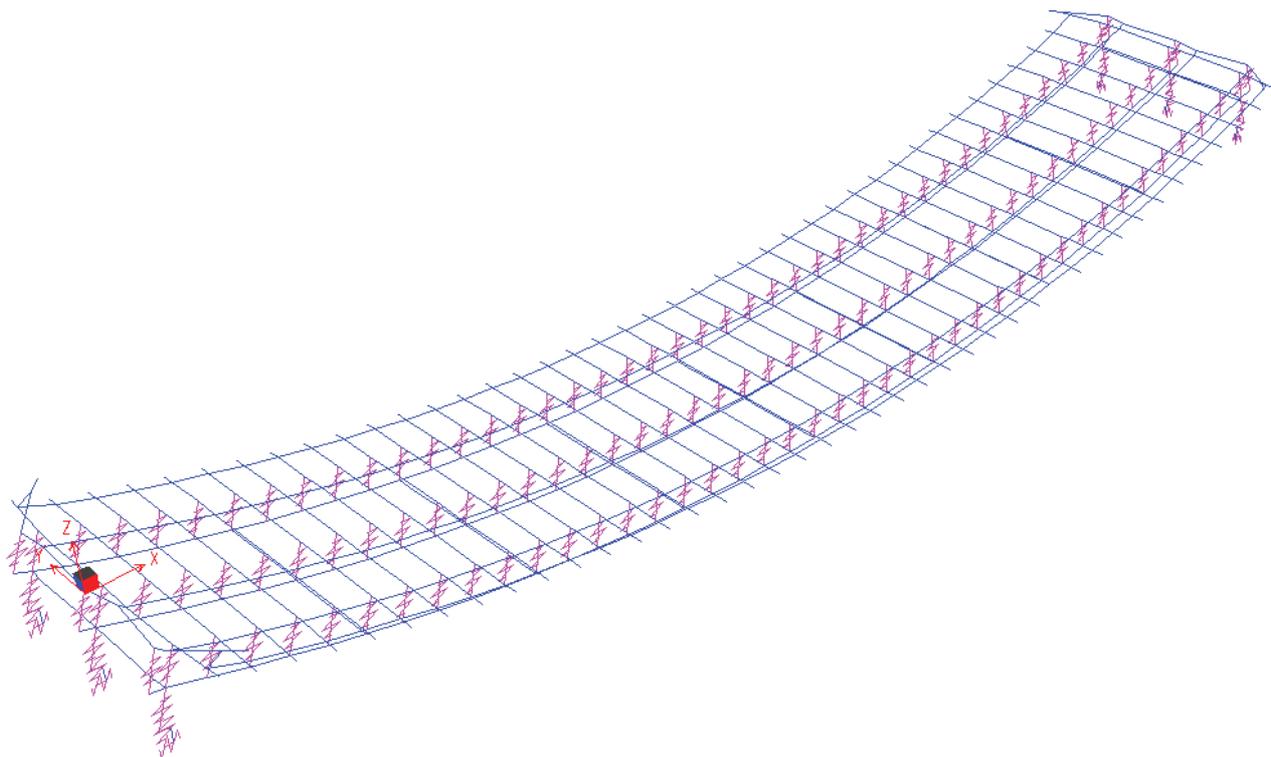


Figura 48 – Involuppo deformata (SLE) – configurazione 2 (permanenti+ritiro)

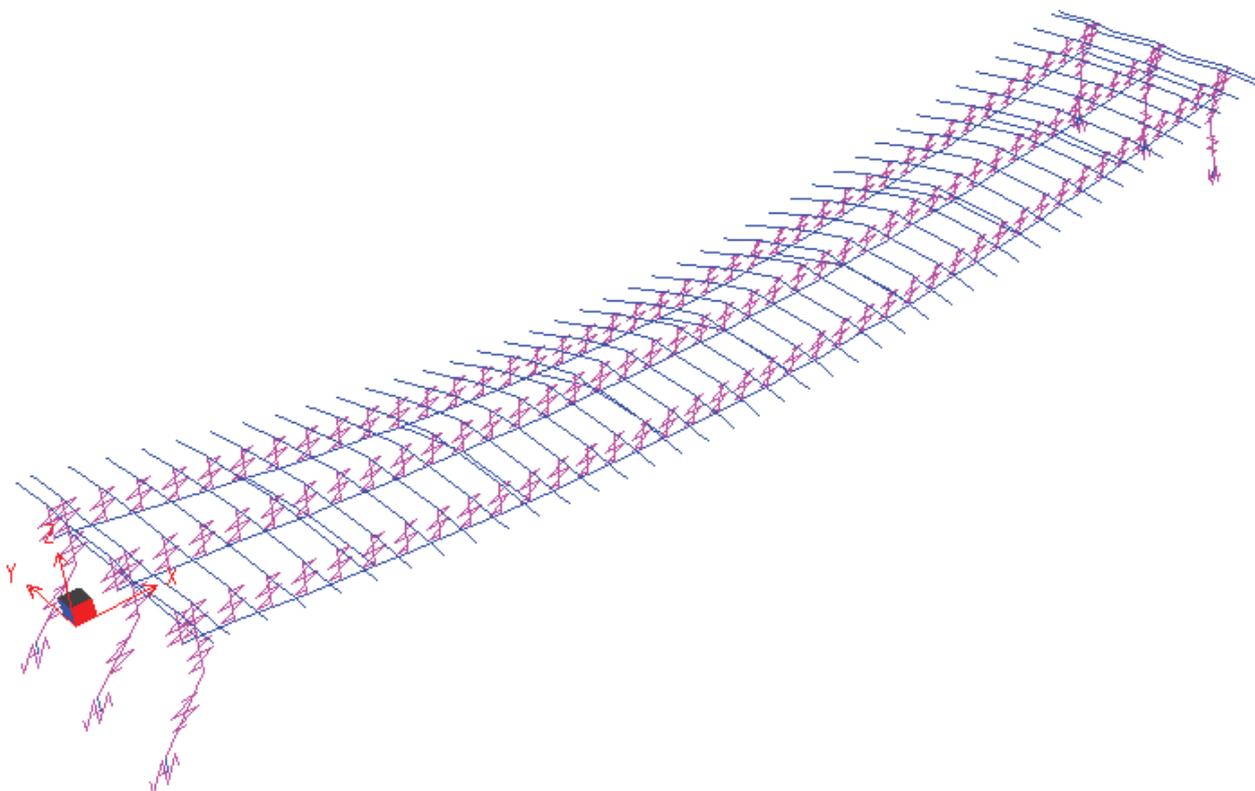


Figura 49 – Involuppo deformata (SLE) – configurazione 3 (variabili)

8 VERIFICHE DELL'IMPALCATO

8.1 Criteri di verifica

8.1.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU sono condotte mediante metodo elastico per sovrapposizione di tensioni tenendo conto delle fasi di costruzione. La larghezza delle piattabande è opportunamente ridotta per tenere conto dei fenomeni di shear-lag (effectives width) e dell'instabilità delle parti compresse (effectivep width) ove le stesse risultino in classe 4. Nel calcolo di prima iterazione l'anima è considerata interamente reagente; con le tensioni sull'anima di tale prima iterazione è calcolato il ψ per la valutazione del rapporto di riduzione ρ_{eff} (in caso di anima in classe 4), quindi, con le caratteristiche meccaniche della trave ridotte, sono ricalcolate le tensioni finali. Il riferimento per tale procedura di verifica è l'eurocodice EN 1993-1-5 (Effectivep width model).

La verifica a taglio dei pannelli d'anima è condotta considerando i fenomeni di instabilità secondo l'eurocodice EN 1993-1-5.

La verifica ad instabilità dei pannelli, poiché l'anima è irrigidita, è effettuata ogni qualvolta il rapporto altezza/ spessore (h_w/t) supera il valore:

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

dove:

h_w è l'altezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

$\eta=1.20$ è un coefficiente;

k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[\text{MPa}]}}$$

La resistenza a rottura della sezione è caratterizzata dal raggiungimento del valore limite della tensione:

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2, \quad \text{per spessori minori uguali a 40mm}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 335 / 1.05 = 319.05 \text{ N/mm}^2, \quad \text{per spessori maggiori di 40mm}$$

8.1.2 Verifica delle tensioni agli stati limite di esercizio (SLE)

Il calcolo delle tensioni in combinazione rara e quasi permanente è condotto mediante metodo elastico per sovrapposizione di tensioni tenendo conto delle fasi di costruzione.

8.1.3 Verifica del web breathing

La verifica al web breathing dei pannelli d'anima, in ottemperanza al §7.4 delle norme europee EN 1993-2, può essere omessa qualora sia soddisfatta la formula seguente:

$$b / t \leq 30 + 4,0 \cdot L \leq 300$$

dove b è l'altezza dei pannelli d'anima, t il loro spessore ed L la lunghezza in m della campata. Nel caso specifico:

$$b / t = 125 < 30 + 4 \times 40 = 190 \text{ m}$$

Pertanto la verifica viene omessa.

8.2 Sezioni di verifica

Si fa riferimento alla numerazione dei conci riportata nella Figura 4 e nella Figura 5.

La larghezza della soletta collaborante viene calcolata secondo quanto riportato nel §4.3.2.3 delle NTC2008.

Nel caso in esame, essendo l'impalcato semplicemente appoggiato, la soletta è sempre compressa, con riferimento alle azioni verticali, ed inoltre la larghezza efficace coincide con l'intera larghezza della soletta. In particolare:

- per le travi di bordo la larghezza efficace è pari a 2.875 m
- per la trave intermedia la larghezza efficace è pari a 2.750 m

Ai fini della modellazione agli elementi finiti, per ogni trave è stata tenuta in conto la relativa larghezza efficace, trascurando la presenza delle barre di armatura. Ai fini delle verifiche, a favore di sicurezza, si fa riferimento esclusivamente alla trave intermedia con la relativa larghezza

efficace, estendendo ad essa le sollecitazioni ottenute per le altre travi. Ai fini della determinazione dell'inerzia, si trascura la presenza delle armature della soletta.

Si riportano di seguito le caratteristiche inerziali delle sezioni lorde della trave centrale, con riferimento alle seguenti tre configurazioni:

1. sola trave in acciaio
2. trave in acciaio più soletta collaborante a tempo infinito
3. trave in acciaio più soletta collaborante a tempo $t=0$.

I coefficienti di omogeneizzazione della soletta sono stati calcolati come:

$$n_{inf} = \frac{E_{acc}}{E_{c,rid}} \quad n_0 = \frac{E_{acc}}{E_c}$$

con

$$E_{c,rid} = \frac{E_c}{1+\chi\varphi} \quad E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

dove

$$\chi = 0.8 \quad \text{e} \quad \varphi = 1.872$$

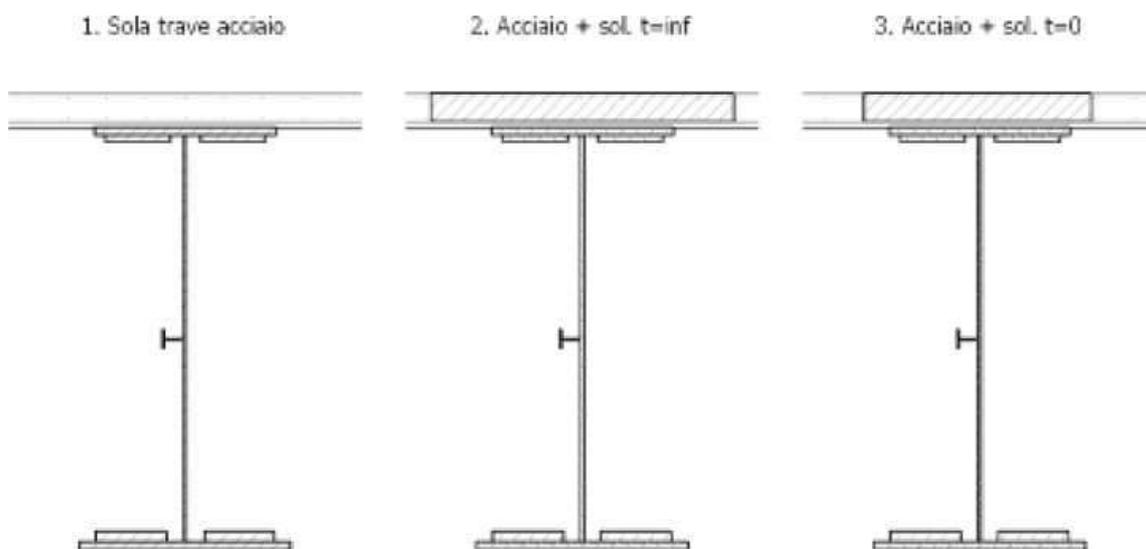


Figura 50 – Configurazioni di calcolo

La larghezza omogeneizzata della soletta collaborante si ottiene dividendo la larghezza della soletta collaborante per il coefficiente di omogeneizzazione, e pertanto:

- configurazione 2: $2.750 / 15.729 = 0.175$ m
- configurazione 3: $2.750 / 6.298 = 0.437$ m

Sezione tipo T1 (unità di lunghezza espressa in m):

Properties			
Cross-section (axial) area	0.0586	Section modulus about 3 axis	0.0351
Torsional constant	9.494E-06	Section modulus about 2 axis	2.294E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.0365	Plastic modulus about 3 axis	0.0422
Moment of Inertia about 2 axis	5.736E-04	Plastic modulus about 2 axis	3.562E-03
Shear area in 2 direction	0.032	Radius of Gyration about 3 axis	0.7887
Shear area in 3 direction	0.0229	Radius of Gyration about 2 axis	0.0989

Tabella 14 – Sezione tipo T1 - Configurazione 1

Properties			
Cross-section (axial) area	0.4805	Section modulus about 3 axis	0.0547
Torsional constant	3.494E-04	Section modulus about 2 axis	2.828E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.1098	Plastic modulus about 3 axis	0.0726
Moment of Inertia about 2 axis	7.071E-04	Plastic modulus about 2 axis	5.854E-03
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.4779
Shear area in 3 direction	0.0666	Radius of Gyration about 2 axis	0.0384

Tabella 15 – Sezione tipo T1 - Configurazione 2

Properties			
Cross-section (axial) area	1.1123	Section modulus about 3 axis	0.0556
Torsional constant	2.269E-03	Section modulus about 2 axis	0.0106
Moment of Inertia about 3 axis	0.1161	Plastic modulus about 3 axis	0.0791
Moment of Inertia about 2 axis	2.654E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.0179
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.3231
Shear area in 3 direction	0.1321	Radius of Gyration about 2 axis	0.0488

Tabella 16 – Sezione tipo T1 - Configurazione 3

Sezione tipo T2 (unità di lunghezza espressa in m):

Properties			
Cross-section (axial) area	0.0707	Section modulus about 3 axis	0.0411
Torsional constant	2.646E-05	Section modulus about 2 axis	3.336E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.0465	Plastic modulus about 3 axis	0.0524
Moment of Inertia about 2 axis	8.340E-04	Plastic modulus about 2 axis	5.123E-03
Shear area in 2 direction	0.032	Radius of Gyration about 3 axis	0.8113
Shear area in 3 direction	0.0333	Radius of Gyration about 2 axis	0.1086

Tabella 17 – Sezione tipo T2 - Configurazione 1

Properties			
Cross-section (axial) area	0.4926	Section modulus about 3 axis	0.0745
Torsional constant	3.664E-04	Section modulus about 2 axis	3.870E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.1464	Plastic modulus about 3 axis	0.0929
Moment of Inertia about 2 axis	9.675E-04	Plastic modulus about 2 axis	7.415E-03
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.5452
Shear area in 3 direction	0.077	Radius of Gyration about 2 axis	0.0443

Tabella 18 – Sezione tipo T2 - Configurazione 2

Properties			
Cross-section (axial) area	1.1244	Section modulus about 3 axis	0.0756
Torsional constant	2.286E-03	Section modulus about 2 axis	0.0117
Moment of Inertia about 3 axis	0.1563	Plastic modulus about 3 axis	0.0998
Moment of Inertia about 2 axis	2.915E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.0194
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.3729
Shear area in 3 direction	0.1425	Radius of Gyration about 2 axis	0.0509

Tabella 19 – Sezione tipo T2 - Configurazione 3

Sezione tipo T3 (unità di lunghezza espressa in m):

Properties			
Cross-section (axial) area	0.0756	Section modulus about 3 axis	0.0455
Torsional constant	3.523E-05	Section modulus about 2 axis	3.753E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.0511	Plastic modulus about 3 axis	0.0571
Moment of Inertia about 2 axis	9.382E-04	Plastic modulus about 2 axis	5.747E-03
Shear area in 2 direction	0.032	Radius of Gyration about 3 axis	0.8221
Shear area in 3 direction	0.0375	Radius of Gyration about 2 axis	0.1114

Tabella 20 – Sezione tipo T3 - Configurazione 1

Properties			
Cross-section (axial) area	0.4974	Section modulus about 3 axis	0.0793
Torsional constant	3.752E-04	Section modulus about 2 axis	4.287E-03
Moment of Inertia about 3 axis	0.1552	Plastic modulus about 3 axis	0.0982
Moment of Inertia about 2 axis	1.072E-03	Plastic modulus about 2 axis	8.039E-03
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.5586
Shear area in 3 direction	0.0812	Radius of Gyration about 2 axis	0.0464

Tabella 21 – Sezione tipo T3 - Configurazione 2

Properties			
Cross-section (axial) area	1.1292	Section modulus about 3 axis	0.0805
Torsional constant	2.295E-03	Section modulus about 2 axis	0.0121
Moment of Inertia about 3 axis	0.1662	Plastic modulus about 3 axis	0.1052
Moment of Inertia about 2 axis	3.019E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.02
Shear area in 2 direction	0.0368	Radius of Gyration about 3 axis	0.3836
Shear area in 3 direction	0.1467	Radius of Gyration about 2 axis	0.0517

Tabella 22 – Sezione tipo T3 - Configurazione 3

8.3 Sollecitazioni di verifica

Si riporta di seguito il riepilogo delle sollecitazioni massime agenti allo SLU sulle differenti sezioni tipo delle travi principali.

M (kN m)

Sezione tipo	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale
T1	1012	5895	4808	11715
T2	1557	6929	6794	15280
T3	1628	7060	6997	15685

V (kN)

Sezione tipo	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale
T1	155	341	965	1461
T2	102	189	650	941
T3	34	6	485	525

Tabella 23 – Massime azioni di verifica allo SLU

Allo SLU lo sforzo assiale dovuto al ritiro (configurazione 2) è pari a 3908 kN, mentre quello dovuto alle azioni in configurazione 3 è pari a 1505 kN.

8.4 Verifica della sezione tipo T1

8.4.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

8.4.1.1 *Determinazione della classe della sezione*

Per la determinazione della classe delle sezioni viene utilizzato il software PRO_CL4 della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

8.4.1.1.1 Configurazione 1

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
 X_i : coordinata X del nodo iniziale
 Y_i : coordinata Y del nodo iniziale
 X_f : coordinata X del nodo finale
 Y_f : coordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	3.0000	3.0000	90.0000
2	-35.0000	3.0000	-0.8000	3.0000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	3.0000	-0.8000	197.5000	194.5000	90.0000
4	-0.8000	197.5000	-25.0000	197.5000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	197.5000	-25.0000	200.0000	2.5000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	25.0000	200.0000	50.0000	0.0000
7	25.0000	200.0000	25.0000	197.5000	2.5000	270.0000
8	25.0000	197.5000	0.8000	197.5000	24.2000	180.0000
9	0.8000	197.5000	0.8000	3.0000	194.5000	270.0000

10	0.8000	3.0000	35.0000	3.0000	34.2000	0.0000
11	35.0000	3.0000	35.0000	0.0000	3.0000	270.0000
12	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

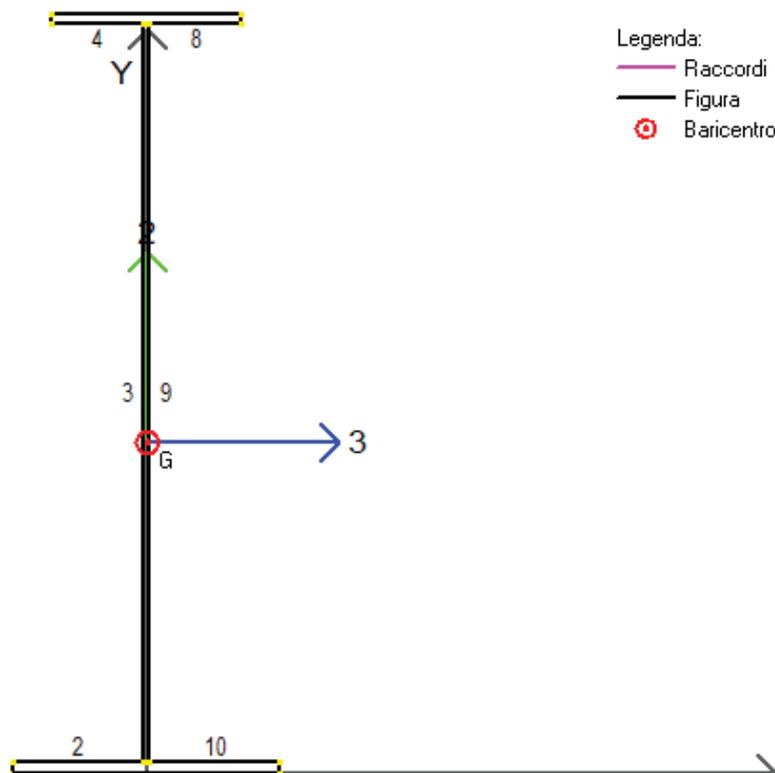


Figura 51 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

N_T : numero del tratto

b : lunghezza del tratto

b_c : lunghezza di calcolo del tratto

t : spessore del tratto

X_G : coordinata X del baricentro del tratto

Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

73

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5

20125 - Milano

Tel. 02 6787911

email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3

92100 Agrigento

Tel. 0922 421007

email: deltaingegneria@pec.it

•: angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	3.0000	-17.9000	1.5000	Esterna	0.0000
2	194.5000	194.5000	1.6000	0.0000	100.2500	Interna	90.0000
3	24.2000	24.2000	2.5000	-12.9000	198.7500	Esterna	0.0000
4	24.2000	24.2000	2.5000	12.9000	198.7500	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	3.0000	17.9000	1.5000	Esterna	0.0000

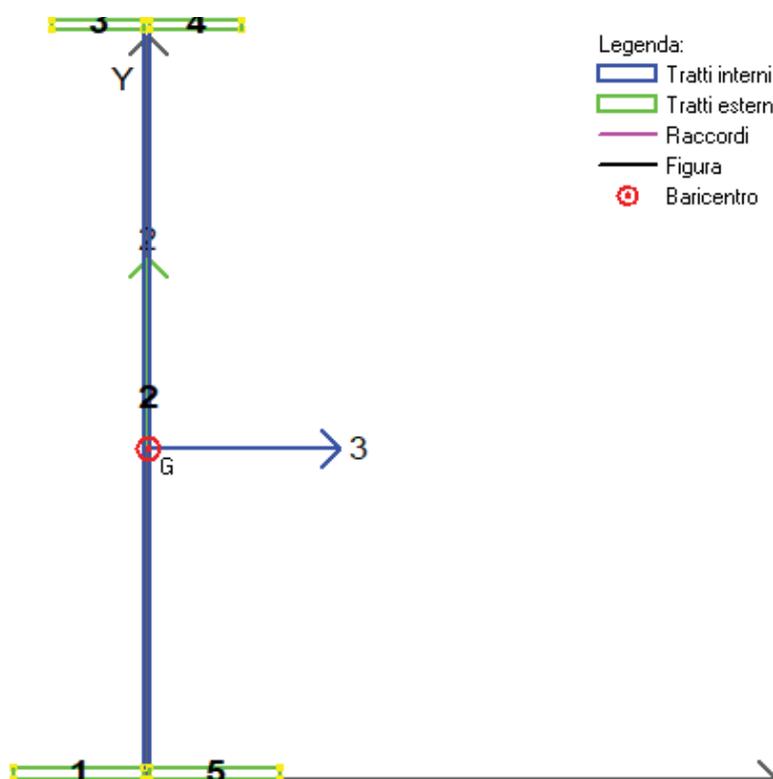


Figura 52 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo .

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	15500.00	0.00	0.00	10120000.00	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	3.000	11.400	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	194.500	1.600	121.563	-	0.501	-	-0.995	58.403	67.252	100.008	285.252	3*
3	Esterno	24.200	2.500	9.680	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	32.307	3
4	Esterno	24.200	2.500	9.680	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	32.307	3
5	Esterno	34.200	3.000	11.400	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 24 – Report di classificazione tratti

8.4.1.1.2 Configurazione 2 e configurazione 3

A favore di sicurezza, la classificazione viene effettuata per la sezione in configurazione 2 ed estesa alla sezione in configurazione 3.

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
- X_i : coordinata X del nodo iniziale
- Y_i : coordinata Y del nodo iniziale
- X_f : coordinata X del nodo finale
- Y_f : coordinata Y del nodo finale
- L : lunghezza del lato
- \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	3.0000	3.0000	90.0000
2	-35.0000	3.0000	-0.8000	3.0000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	3.0000	-0.8000	197.5000	194.5000	90.0000
4	-0.8000	197.5000	-25.0000	197.5000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	197.5000	-25.0000	200.0000	2.5000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	-8.7400	200.0000	16.2600	0.0000

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

75

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

7	-8.7400	200.0000	-8.7400	230.0000	30.0000	90.0000
8	-8.7400	230.0000	8.7400	230.0000	17.4800	0.0000
9	8.7400	230.0000	8.7400	200.0000	30.0000	270.0000
10	8.7400	200.0000	25.0000	200.0000	16.2600	0.0000
11	25.0000	200.0000	25.0000	197.5000	2.5000	270.0000
12	25.0000	197.5000	0.8000	197.5000	24.2000	180.0000
13	0.8000	197.5000	0.8000	3.0000	194.5000	270.0000
14	0.8000	3.0000	35.0000	3.0000	34.2000	0.0000
15	35.0000	3.0000	35.0000	0.0000	3.0000	270.0000
16	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

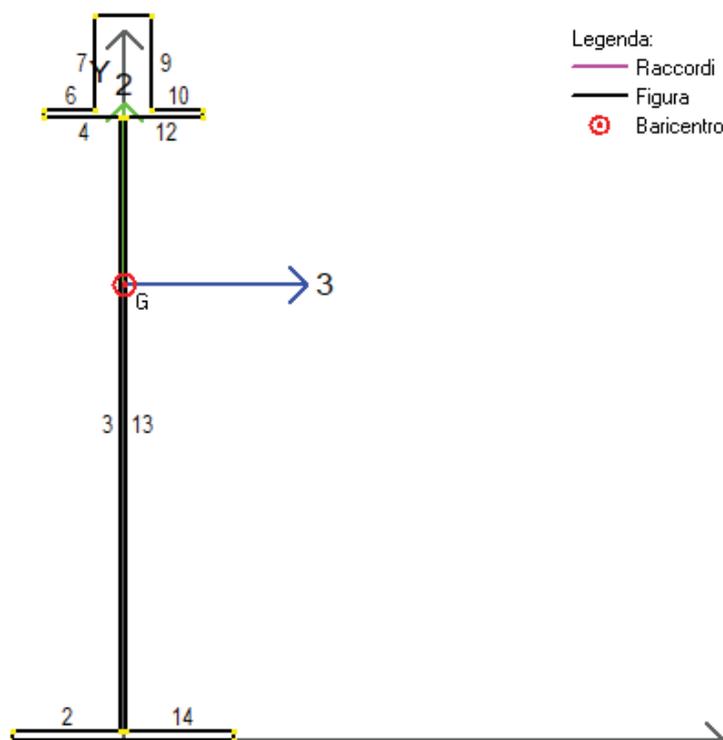


Figura 53 – Geometria della sezione e numerazione lati

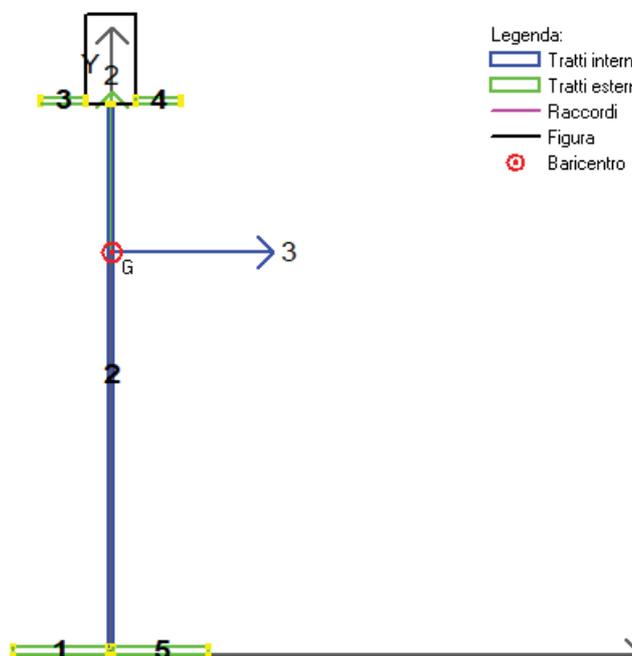
Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

- N_T : numero del tratto
 b : lunghezza del tratto
 b_c : lunghezza di calcolo del tratto
 t : spessore del tratto
 X_G : coordinata X del baricentro del tratto
 Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
 α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	3.0000	-17.9000	1.5000	Esterna	0.0000
2	194.5000	194.5000	1.6000	0.0000	100.2500	Interna	90.0000
3	16.2600	16.2600	2.5000	-16.8700	198.7500	Esterna	0.0000
4	16.2600	16.2600	2.5000	16.8700	198.7500	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	3.0000	17.9000	1.5000	Esterna	0.0000



- Legenda:
▭ Tratti interni
▭ Tratti esterni
— Raccordi
— Figura
⊙ Baricentro

Figura 54 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo .

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	541300	146100	0.00	0.00	117150000	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	3.000	11.400	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	194.500	1.600	121.563	-	0.681	-	-0.950	41.001	47.213	95.890	163.655	3*
3	Esterno	16.260	2.500	6.504	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	19.304	1
4	Esterno	16.260	2.500	6.504	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	19.304	1
5	Esterno	34.200	3.000	11.400	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 25 – Report di classificazione tratti

8.4.1.2 Verifiche

Poiché la sezione è sempre di classe 3, le verifiche vengono effettuate in termini tensionali.

VERIFICA DELLE TENSIONI			
Soletta fresca			
M_1	1012 kN m	Momento flettente agente sulla sola trave metallica	
$\sigma_{a,sup}$	27.62 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-21.36 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=15.729)			
M_2	5895 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	3.59 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	53.86 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	43.32 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	36.73 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-95.00 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=6.298)			
M_3	4808 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	4.00 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	23.47 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	16.63 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	12.35 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-73.18 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
N_{term}	1505 kN	Sforzo normale dovuto alla termica (valore assoluto)	
$\sigma_{c,sup}$	8.25 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta (valore assoluto)	
$\sigma_{b,sup}$	8.25 MPa	Tensione nelle barre superiori (valore assoluto)	
$\sigma_{b,inf}$	8.25 MPa	Tensione nelle barre inferiori (valore assoluto)	
$\sigma_{a,sup}$	8.25 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica (valore assoluto)	
$\sigma_{a,inf}$	8.25 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (valore assoluto)	
Ritiro			
N_{ritiro}	3908 kN	Sforzo normale dovuto al ritiro	
$\sigma_{c,sup}$	-3.14 MPa	Tensione nel cls al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	-59.29 MPa	Tensione nelle barre superiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{b,inf}$	-59.29 MPa	Tensione nelle barre inferiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{a,sup}$	33.94 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	33.94 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (effetto favorevole)	
Tensioni risultanti			
$\sigma_{c,sup}$	0.00 MPa	Verifica	Tensione minima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	-13.68 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	-24.22 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	56.11 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-197.78 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo inferiore della trave metallica
$\sigma_{c,sup}$	15.84 MPa	Verifica	Tensione massima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	85.58 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	68.20 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	118.90 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-74.17 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo inferiore della trave metallica

Le tensioni di compressione sono positive

Le tensioni di trazione sono negative

Le tensioni sono inferiori ai valori limite per i differenti materiali.

Il taglio agente è pari a 1461 kN. La sezione è pertanto verificata.

8.4.1.2.1 Verifiche d'instabilità dei pannelli d'anima

Di seguito viene riportata la verifica degli irrigidimenti, che include le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DELL'IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE (§C4.2.4.1.3.4.1)			
Pannello d'anima	h_w	1945 mm	Altezza dell'anima della trave
	t_w	16 mm	Spessore dell'anima della trave
	a	1668 mm	Interasse tra gli irrigidimenti trasversali
	k_τ	11.26	Minimo coefficiente di instabilità a taglio del pannello
	η	1.20	Coefficiente
	ε	0.81	Coefficiente
	γ^*_T	41	Coefficiente di rigidità flessionale
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza	= 1.72
Irrigidimento	b_a	150 mm	Larghezza anima dell'irrigidimento
	s_a	15 mm	Spessore dell'anima dell'irrigidimento
	σ_E	12.86 MPa	Tensione critica euleriana
	τ_{cr}	144.79 MPa	Tensione tangenziale critica
	λ	1.19	Rapporto larghezza/spessore dell'irrigidimento
	b_f	0 mm	Larghezza della flangia dell'irrigidimento
	s_f	0 mm	Spessore della flangia dell'irrigidimento
	I_{st}	1972 cm ⁴	Momento di inerzia dell'irrigidimento
VERIFICATO		$I_{st} \geq I_{st,min}$	= 1625 cm⁴

8.4.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione

Le verifiche tensionali vengono omesse, in quanto già allo SLU le tensioni nei materiali risultano inferiori ai valori limite in esercizio.

Poiché le tensioni in esercizio nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

8.5 Verifica della sezione tipo T2

8.5.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

8.5.1.1 Determinazione della classe della sezione

Per la determinazione della classe delle sezioni viene utilizzato il software PRO_CL4 della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

8.5.1.1.1 Configurazione 1**Geometria della sezione****Legenda:**

- N_L : numero del lato
 X_i : cordinata X del nodo iniziale
 Y_i : cordinata Y del nodo iniziale
 X_f : cordinata X del nodo finale
 Y_f : cordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	5.0000	5.0000	90.0000
2	-35.0000	5.0000	-0.8000	5.0000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	5.0000	-0.8000	197.0000	192.0000	90.0000
4	-0.8000	197.0000	-25.0000	197.0000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	197.0000	-25.0000	200.0000	3.0000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	25.0000	200.0000	50.0000	0.0000
7	25.0000	200.0000	25.0000	197.0000	3.0000	270.0000
8	25.0000	197.0000	0.8000	197.0000	24.2000	180.0000
9	0.8000	197.0000	0.8000	5.0000	192.0000	270.0000
10	0.8000	5.0000	35.0000	5.0000	34.2000	0.0000
11	35.0000	5.0000	35.0000	0.0000	5.0000	270.0000
12	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

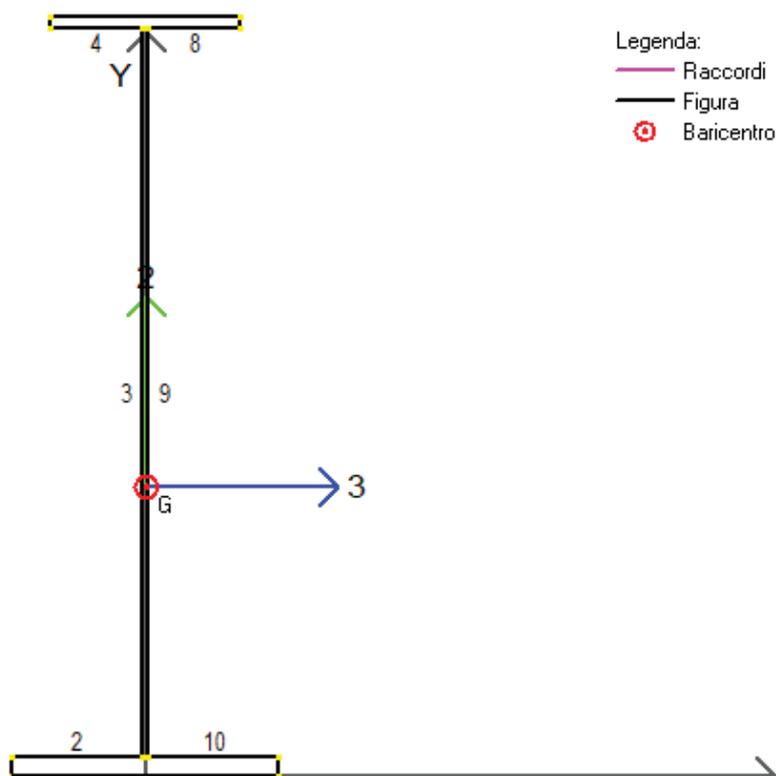


Figura 55 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

- N_T : numero del tratto
- b : lunghezza del tratto
- b_c : lunghezza di calcolo del tratto
- t : spessore del tratto
- X_G : coordinata X del baricentro del tratto
- Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
- α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	5.0000	-17.9000	2.5000	Esterna	0.0000

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

83

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

2	192.0000	192.0000	1.6000	0.0000	101.0000	Interna	90.0000
3	24.2000	24.2000	3.0000	-12.9000	198.5000	Esterna	0.0000
4	24.2000	24.2000	3.0000	12.9000	198.5000	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	5.0000	17.9000	2.5000	Esterna	0.0000

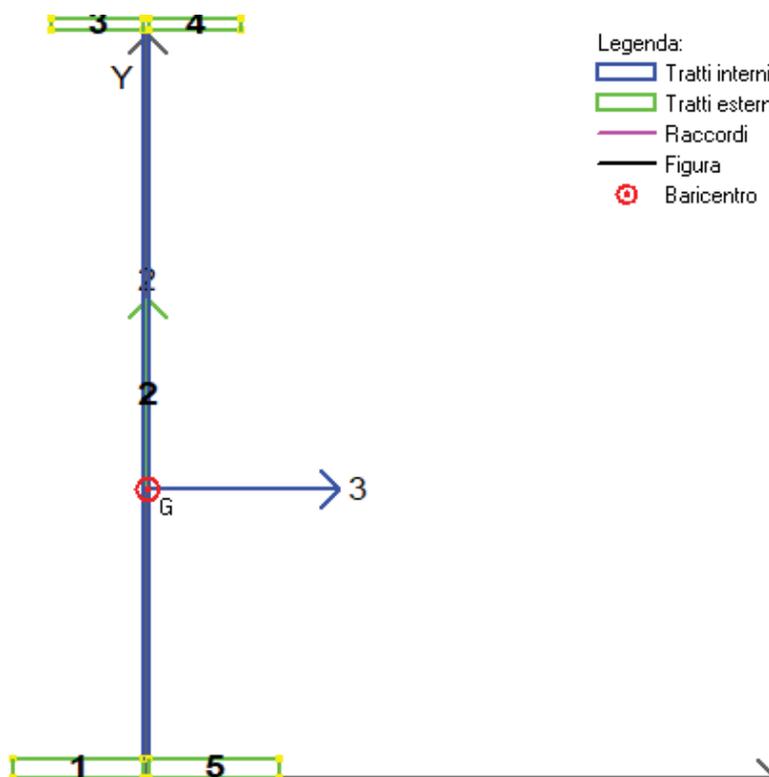


Figura 56 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo (formula [C4.2.1] Circ. 21 gennaio 2019, n.7).

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	10200.00	0.00	0.00	15570000.00	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	5.000	6.840	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	192.000	1.600	120.000	-	0.505	-	-0.979	57.868	66.636	98.534	303.769	3*
3	Esterno	24.200	3.000	8.067	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	34.900	2
4	Esterno	24.200	3.000	8.067	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	34.900	2
5	Esterno	34.200	5.000	6.840	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 26 – Report di classificazione tratti

8.5.1.1.2 Configurazione 2 e configurazione 3

A favore di sicurezza, la classificazione viene effettuata per la sezione in configurazione 2 ed estesa alla sezione in configurazione 3.

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
 X_i : coordinata X del nodo iniziale
 Y_i : coordinata Y del nodo iniziale
 X_f : coordinata X del nodo finale
 Y_f : coordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	5.0000	5.0000	90.0000
2	-35.0000	5.0000	-0.8000	5.0000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	5.0000	-0.8000	197.0000	192.0000	90.0000
4	-0.8000	197.0000	-25.0000	197.0000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	197.0000	-25.0000	200.0000	3.0000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	-8.7400	200.0000	16.2600	0.0000
7	-8.7400	200.0000	-8.7400	230.0000	30.0000	90.0000
8	-8.7400	230.0000	8.7400	230.0000	17.4800	0.0000
9	8.7400	230.0000	8.7400	200.0000	30.0000	270.0000

10	8.7400	200.0000	25.0000	200.0000	16.2600	0.0000
11	25.0000	200.0000	25.0000	197.0000	3.0000	270.0000
12	25.0000	197.0000	0.8000	197.0000	24.2000	180.0000
13	0.8000	197.0000	0.8000	5.0000	192.0000	270.0000
14	0.8000	5.0000	35.0000	5.0000	34.2000	0.0000
15	35.0000	5.0000	35.0000	0.0000	5.0000	270.0000
16	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

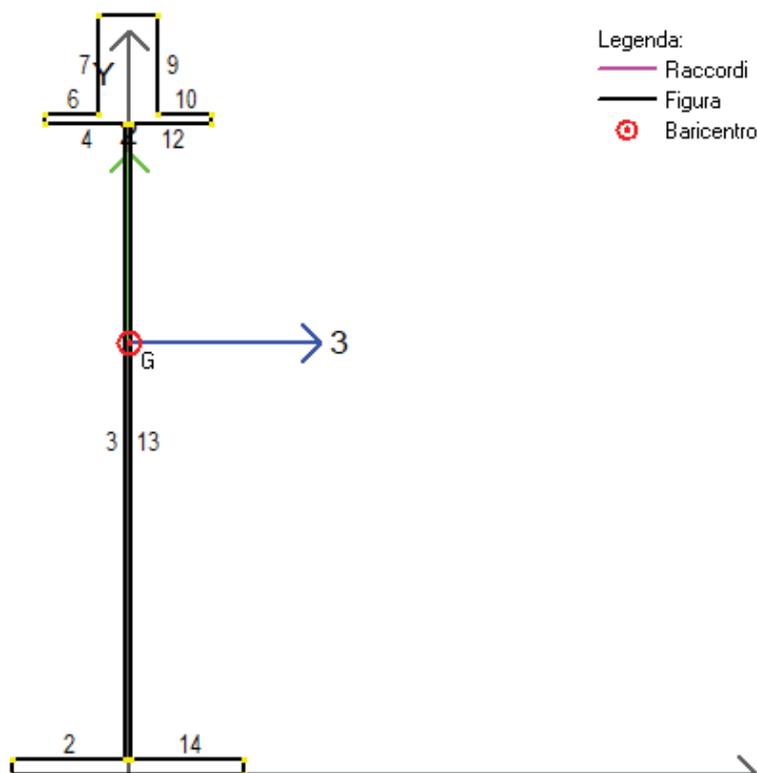


Figura 57 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

N_T : numero del tratto

b : lunghezza del tratto

- b_c : lunghezza di calcolo del tratto
 t : spessore del tratto
 X_G : coordinata X del baricentro del tratto
 Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
 α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	5.0000	-17.9000	2.5000	Esterna	0.0000
2	192.0000	192.0000	1.6000	0.0000	101.0000	Interna	90.0000
3	16.2600	16.2600	3.0000	-16.8700	198.5000	Esterna	0.0000
4	16.2600	16.2600	3.0000	16.8700	198.5000	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	5.0000	17.9000	2.5000	Esterna	0.0000

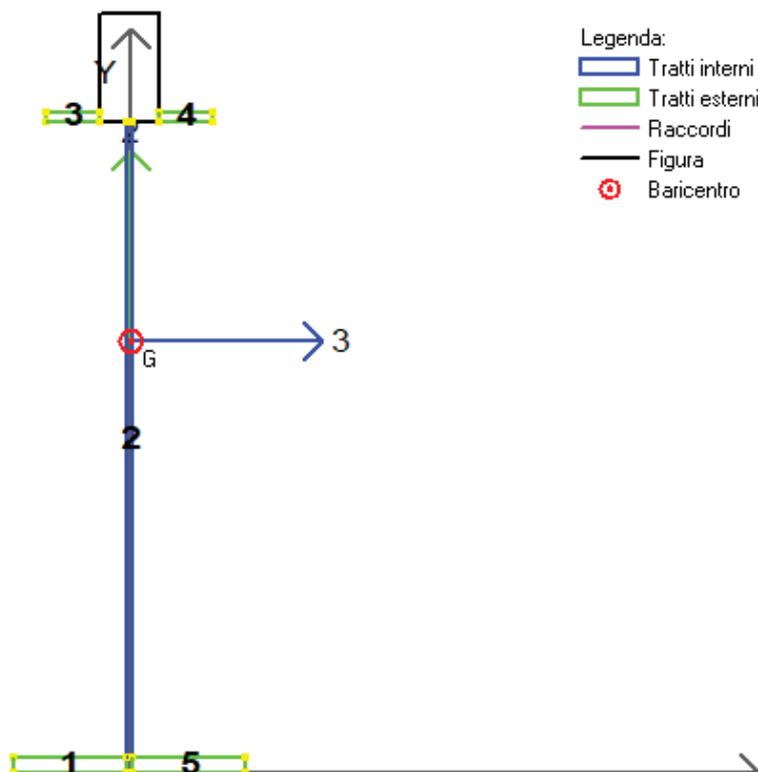


Figura 58 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo.

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	-541300	94100	0.00	0.00	152800000	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	5.000	6.840	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	192.000	1.600	120.000	-	0.688	-	-0.982	40.580	46.728	98.781	159.949	3*
3	Esterno	16.260	3.000	5.420	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	18.302	1
4	Esterno	16.260	3.000	5.420	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	18.302	1
5	Esterno	34.200	5.000	6.840	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 27 – Report di classificazione tratti

8.5.1.2 Verifiche

Poiché la sezione è sempre di classe 3, le verifiche vengono effettuate in termini tensionali.

VERIFICA DELLE TENSIONI			
Soletta fresca			
M_1	1557 kN m	Momento flettente agente sulla sola trave metallica	
$\sigma_{a,sup}$	36.46 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-22.54 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=15.729)			
M_2	6929 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	3.82 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	57.67 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	48.00 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	41.95 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-78.93 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=6.298)			
M_3	6794 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	5.10 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	30.27 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	22.94 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	18.36 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-73.26 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
N_{term}	1505 kN	Sforzo normale dovuto alla termica (valore assoluto)	
$\sigma_{c,sup}$	7.58 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta (valore assoluto)	
$\sigma_{b,sup}$	7.58 MPa	Tensione nelle barre superiori (valore assoluto)	
$\sigma_{b,inf}$	7.58 MPa	Tensione nelle barre inferiori (valore assoluto)	
$\sigma_{a,sup}$	7.58 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica (valore assoluto)	
$\sigma_{a,inf}$	7.58 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (valore assoluto)	
Ritiro			
N_{ritiro}	3908 kN	Sforzo normale dovuto al ritiro	
$\sigma_{c,sup}$	-3.36 MPa	Tensione nel cls al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	-63.45 MPa	Tensione nelle barre superiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{b,inf}$	-63.45 MPa	Tensione nelle barre inferiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{a,sup}$	29.78 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	29.78 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (effetto favorevole)	
Tensioni risultanti			
$\sigma_{c,sup}$	0.00 MPa	Verifica	Tensione minima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	-13.36 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	-23.03 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	70.83 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-182.31 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo inferiore della trave metallica
$\sigma_{c,sup}$	16.50 MPa	Verifica	Tensione massima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	95.51 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	78.51 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	134.13 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-64.11 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo inferiore della trave metallica

Le tensioni di compressione sono positive

Le tensioni di trazione sono negative

Le tensioni sono inferiori ai valori limite per i differenti materiali.

La soletta è sempre ovunque compressa.

Il taglio agente è pari a 525 kN. La sezione è pertanto verificata.

Di seguito viene riportata la verifica degli irrigidimenti, che include le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DELL'IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE (§C4.2.4.1.3.4.1)			
Pannello d'anima	h_w	1920 mm	Altezza dell'anima della trave
	t_w	16 mm	Spessore dell'anima della trave
	a	1668 mm	Interasse tra gli irrigidimenti trasversali
	k_τ	11.08	Minimo coefficiente di instabilità a taglio del pannello
	η	1.20	Coefficiente
	ε	0.81	Coefficiente
	γ^*_T	41	Coefficiente di rigidità flessionale
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza	= 1.72
Irrigidimento	b_a	150 mm	Larghezza anima dell'irrigidimento
	s_a	15 mm	Spessore dell'anima dell'irrigidimento
	σ_E	13.19 MPa	Tensione critica euleriana
	τ_{cr}	146.13 MPa	Tensione tangenziale critica
	λ	1.18	Rapporto larghezza/spessore dell'irrigidimento
	b_f	0 mm	Larghezza della flangia dell'irrigidimento
	s_f	0 mm	Spessore della flangia dell'irrigidimento
	I_{st}	1972 cm ⁴	Momento di inerzia dell'irrigidimento
VERIFICATO		$I_{st} \geq I_{st,min}$	= 1563 cm⁴

8.5.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione

Le verifiche tensionali vengono omesse, in quanto già allo SLU le tensioni nei materiali risultano inferiori ai valori limite in esercizio.

Poiché le tensioni in esercizio nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

8.6 Verifica della sezione tipo T3

8.6.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

8.6.1.1 Determinazione della classe della sezione

Per la determinazione della classe delle sezioni viene utilizzato il software PRO_CL4 della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

8.6.1.1.1 Configurazione 1**Geometria della sezione****Legenda:**

- N_L : numero del lato
 X_i : cordinata X del nodo iniziale
 Y_i : cordinata Y del nodo iniziale
 X_f : cordinata X del nodo finale
 Y_f : cordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 α : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	α [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	5.5000	5.5000	90.0000
2	-35.0000	5.5000	-0.8000	5.5000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	5.5000	-0.8000	196.5000	191.0000	90.0000
4	-0.8000	196.5000	-25.0000	196.5000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	196.5000	-25.0000	200.0000	3.5000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	25.0000	200.0000	50.0000	0.0000
7	25.0000	200.0000	25.0000	196.5000	3.5000	270.0000
8	25.0000	196.5000	0.8000	196.5000	24.2000	180.0000
9	0.8000	196.5000	0.8000	5.5000	191.0000	270.0000
10	0.8000	5.5000	35.0000	5.5000	34.2000	0.0000
11	35.0000	5.5000	35.0000	0.0000	5.5000	270.0000
12	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

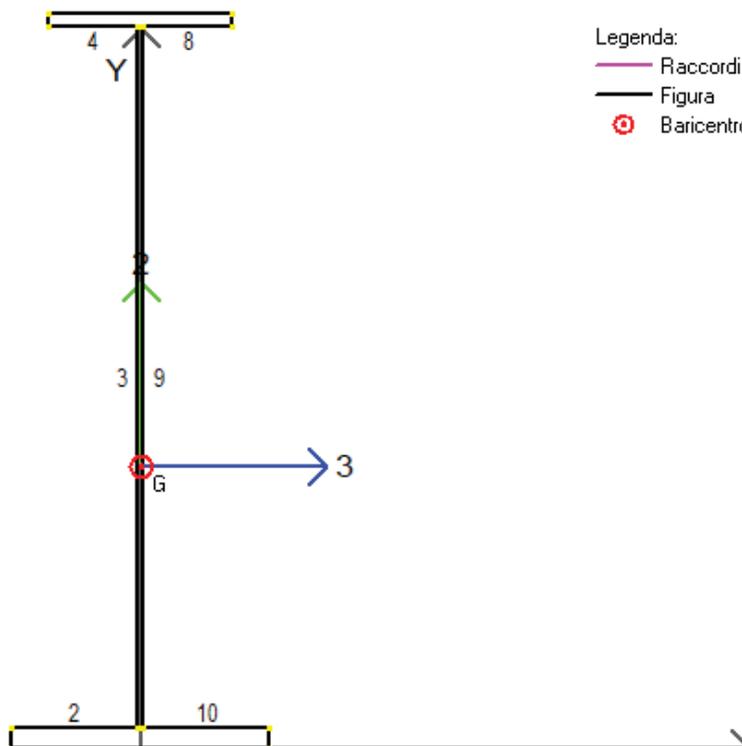


Figura 59 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

- N_T : numero del tratto
- b : lunghezza del tratto
- b_c : lunghezza di calcolo del tratto
- t : spessore del tratto
- X_G : coordinata X del baricentro del tratto
- Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
- α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	5.5000	-17.9000	2.7500	Esterna	0.0000

2	191.0000	191.0000	1.6000	0.0000	101.0000	Interna	90.0000
3	24.2000	24.2000	3.5000	-12.9000	198.2500	Esterna	0.0000
4	24.2000	24.2000	3.5000	12.9000	198.2500	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	5.5000	17.9000	2.7500	Esterna	0.0000

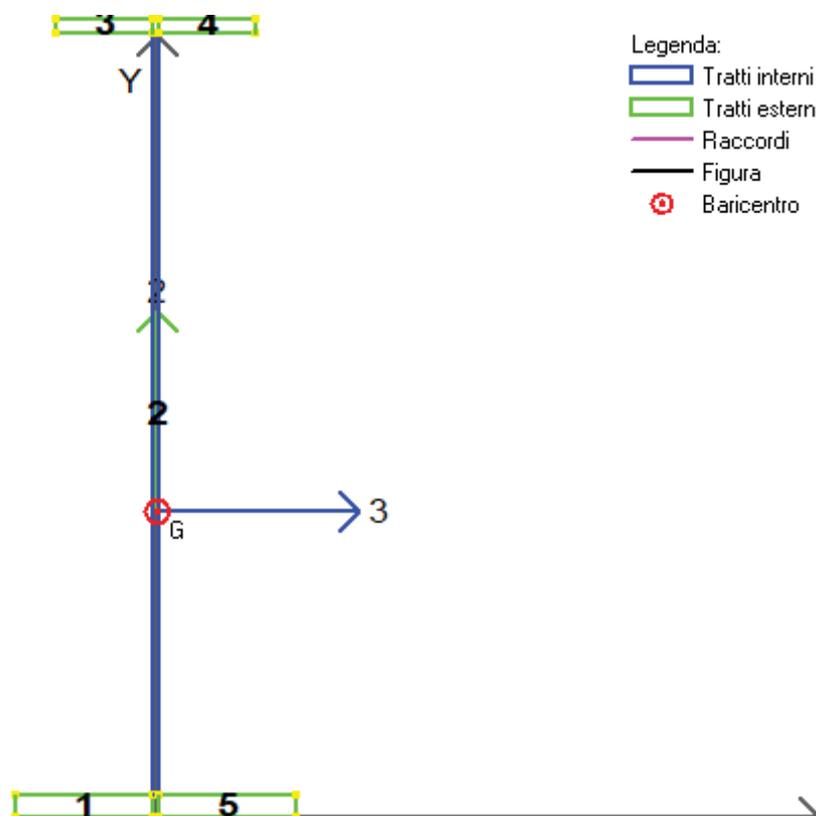


Figura 60 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo (formula [C4.2.1] Circ. 21 gennaio 2019, n.7).

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	3400.00	0.00	0.00	16280000.00	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	5.500	6.218	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	191.000	1.600	119.375	-	0.505	-	-0.979	57.864	66.632	98.524	312.788	3*
3	Esterno	24.200	3.500	6.914	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	35.901	1
4	Esterno	24.200	3.500	6.914	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	35.901	1
5	Esterno	34.200	5.500	6.218	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 28 – Report di classificazione tratti

8.6.1.1.2 Configurazione 2 e configurazione 3

A favore di sicurezza, la classificazione viene effettuata per la sezione in configurazione 2 ed estesa alla sezione in configurazione 3.

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
 X_i : cordinata X del nodo iniziale
 Y_i : cordinata Y del nodo iniziale
 X_f : cordinata X del nodo finale
 Y_f : cordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-35.0000	0.0000	-35.0000	5.5000	5.5000	90.0000
2	-35.0000	5.5000	-0.8000	5.5000	34.2000	0.0000
3	-0.8000	5.5000	-0.8000	196.5000	191.0000	90.0000
4	-0.8000	196.5000	-25.0000	196.5000	24.2000	180.0000
5	-25.0000	196.5000	-25.0000	200.0000	3.5000	90.0000
6	-25.0000	200.0000	-8.7400	200.0000	16.2600	0.0000
7	-8.7400	200.0000	-8.7400	230.0000	30.0000	90.0000
8	-8.7400	230.0000	8.7400	230.0000	17.4800	0.0000
9	8.7400	230.0000	8.7400	200.0000	30.0000	270.0000

10	8.7400	200.0000	25.0000	200.0000	16.2600	0.0000
11	25.0000	200.0000	25.0000	196.5000	3.5000	270.0000
12	25.0000	196.5000	0.8000	196.5000	24.2000	180.0000
13	0.8000	196.5000	0.8000	5.5000	191.0000	270.0000
14	0.8000	5.5000	35.0000	5.5000	34.2000	0.0000
15	35.0000	5.5000	35.0000	0.0000	5.5000	270.0000
16	35.0000	0.0000	-35.0000	0.0000	70.0000	180.0000

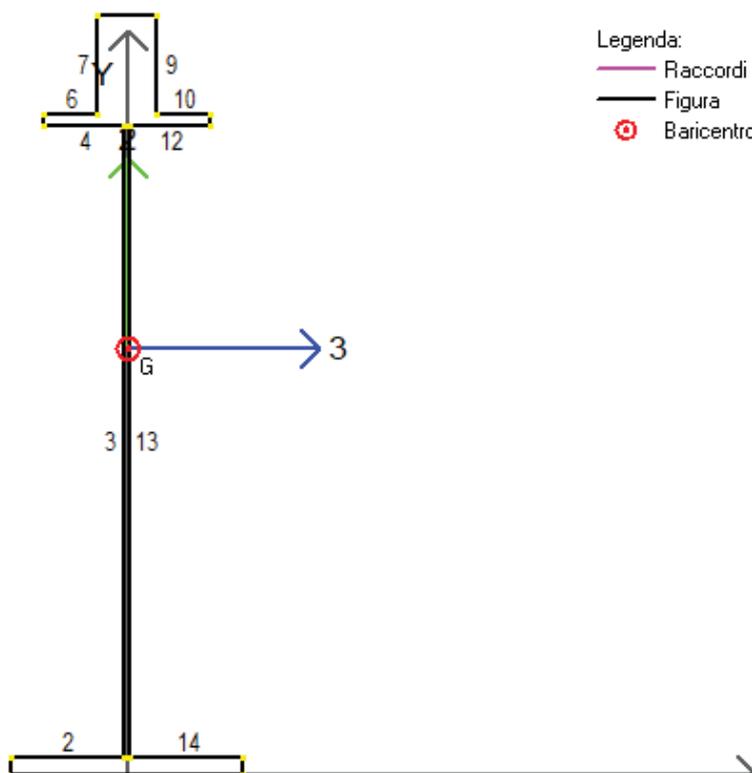


Figura 61 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

N_T : numero del tratto

b : lunghezza del tratto

- b_c : lunghezza di calcolo del tratto
 t : spessore del tratto
 X_G : coordinata X del baricentro del tratto
 Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
 α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	34.2000	34.2000	5.5000	-17.9000	2.7500	Esterna	0.0000
2	191.0000	191.0000	1.6000	0.0000	101.0000	Interna	90.0000
3	16.2600	16.2600	3.5000	-16.8700	198.2500	Esterna	0.0000
4	16.2600	16.2600	3.5000	16.8700	198.2500	Esterna	0.0000
5	34.2000	34.2000	5.5000	17.9000	2.7500	Esterna	0.0000

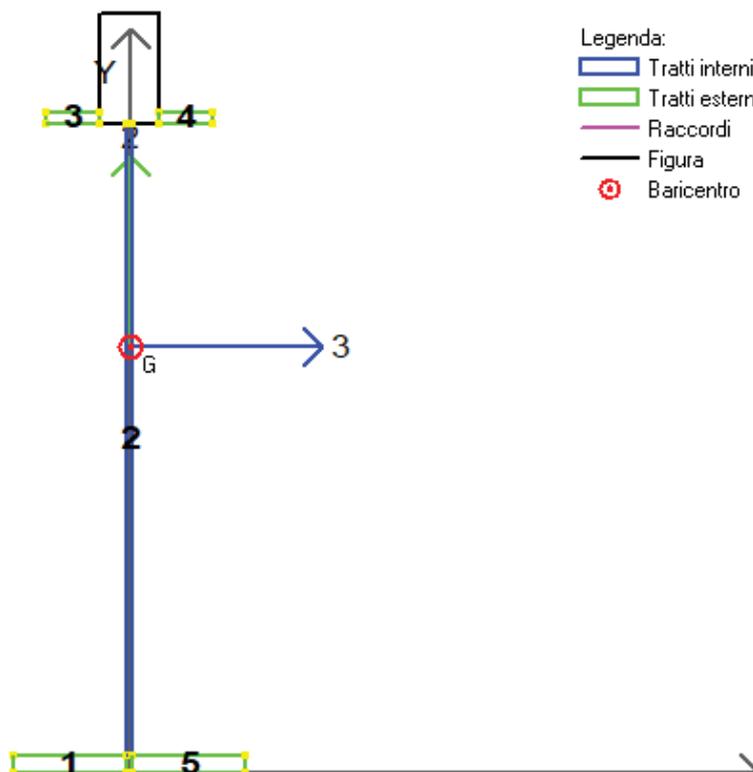


Figura 62 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo (formula [C4.2.1] Circ. 21 gennaio 2019, n.7).

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	52500.00	0.00	0.00	156850000.00	0.00	3

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	34.200	5.500	6.218	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	191.000	1.600	119.375	-	0.429	-	-1.341	68.340	78.781	136.743	268.765	3
3	Esterno	16.260	3.500	4.646	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	22.104	1
4	Esterno	16.260	3.500	4.646	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	22.104	1
5	Esterno	34.200	5.500	6.218	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 29 – Report di classificazione tratti

8.6.1.2 Verifiche

Poiché la sezione è sempre di classe 3, le verifiche vengono effettuate in termini tensionali.

VERIFICA DELLE TENSIONI			
Soletta fresca			
M_1	1628 kN m	Momento flettente agente sulla sola trave metallica	
$\sigma_{a,sup}$	34.53 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-21.60 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=15.729)			
M_2	7060 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	3.76 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	56.80 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	47.47 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	41.64 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-75.04 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
Soletta indurita (n=6.298)			
M_3	6997 kN m	Momento flettente sulla trave composta	
$\sigma_{c,sup}$	5.12 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	30.46 MPa	Tensione nelle barre superiori	
$\sigma_{b,inf}$	23.32 MPa	Tensione nelle barre inferiori	
$\sigma_{a,sup}$	18.85 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	-70.44 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica	
N_{term}	1505 kN	Sforzo normale dovuto alla termica (valore assoluto)	
$\sigma_{c,sup}$	7.36 MPa	Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore della soletta (valore assoluto)	
$\sigma_{b,sup}$	7.36 MPa	Tensione nelle barre superiori (valore assoluto)	
$\sigma_{b,inf}$	7.36 MPa	Tensione nelle barre inferiori (valore assoluto)	
$\sigma_{a,sup}$	7.36 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica (valore assoluto)	
$\sigma_{a,inf}$	7.36 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (valore assoluto)	
Ritiro			
N_{ritiro}	3908 kN	Sforzo normale dovuto al ritiro	
$\sigma_{c,sup}$	-3.43 MPa	Tensione nel cls al lembo superiore della soletta	
$\sigma_{b,sup}$	-64.72 MPa	Tensione nelle barre superiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{b,inf}$	-64.72 MPa	Tensione nelle barre inferiori (effetto favorevole)	
$\sigma_{a,sup}$	28.51 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica	
$\sigma_{a,inf}$	28.51 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica (effetto favorevole)	
Tensioni risultanti			
$\sigma_{c,sup}$	0.00 MPa	Verifica	Tensione minima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	-15.28 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	-24.61 MPa	Verifica	Tensione minima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	68.80 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-174.44 MPa	Verifica	Tensione minima al lembo inferiore della trave metallica
$\sigma_{c,sup}$	16.24 MPa	Verifica	Tensione massima nel cls al lembo superiore della soletta
$\sigma_{b,sup}$	94.63 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre superiori
$\sigma_{b,inf}$	78.15 MPa	Verifica	Tensione massima nelle barre inferiori
$\sigma_{a,sup}$	130.89 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-60.76 MPa	Verifica	Tensione massima al lembo inferiore della trave metallica

Le tensioni di compressione sono positive

Le tensioni di trazione sono negative

Le tensioni sono inferiori ai valori limite per i differenti materiali.

Il taglio agente è pari a 525 kN. La sezione è pertanto verificata.

Di seguito viene riportata la verifica degli irrigidimenti, che include le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DELL'IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE (§C4.2.4.1.3.4.1)			
Pannello d'anima	h_w	1910 mm	Altezza dell'anima della trave
	t_w	16 mm	Spessore dell'anima della trave
	a	1668 mm	Interasse tra gli irrigidimenti trasversali
	k_τ	11.00	Minimo coefficiente di instabilità a taglio del pannello
	η	1.20	Coefficiente
	ε	0.81	Coefficiente
	γ^*_T	41	Coefficiente di rigidità flessionale
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza = 1.71	
Irrigidimento	b_a	150 mm	Larghezza anima dell'irrigidimento
	s_a	15 mm	Spessore dell'anima dell'irrigidimento
	σ_E	13.33 MPa	Tensione critica euleriana
	τ_{cr}	146.69 MPa	Tensione tangenziale critica
	λ	1.18	Rapporto larghezza/spessore dell'irrigidimento
	b_f	0 mm	Larghezza della flangia dell'irrigidimento
	s_f	0 mm	Spessore della flangia dell'irrigidimento
	I_{st}	1972 cm ⁴	Momento di inerzia dell'irrigidimento
VERIFICATO		$I_{st} \geq I_{st,min} = 1539 \text{ cm}^4$	

8.6.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione

Le verifiche tensionali vengono omesse, in quanto già allo SLU le tensioni nei materiali risultano inferiori ai valori limite in esercizio.

Poiché le tensioni in esercizio nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

8.7 Verifica delle unioni saldate

Tutte le saldature saranno a completa penetrazione, con materiali di apporto aventi resistenza non inferiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume uguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

8.8 Verifica dei connettori

Le verifiche dei connettori sono state effettuate secondo quanto riportato al §4.3.4.3.1.2 delle NTC2008.

La resistenza di calcolo è pari al minore tra i seguenti due valori:

$$P_{Rd,s} = 0.8 \cdot f_t (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_V \quad (\text{resistenza a taglio del gambo del piolo})$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ct} \cdot E_c)^{0.5} / \gamma_V \quad (\text{resistenza a schiacciamento del calcestruzzo})$$

La forza di scorrimento agente si ottiene dal taglio mediante la formula di Jourawski:

$$F = V S_i / J$$

Il significato dei simboli è spiegato nelle tabelle di verifica.

8.8.1 Conci di estremità

Vengono disposti pioli su file da 3 connettori ciascuna, poste ad interasse longitudinale di 20 cm.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DEI CONNETTORI (§4.3.4.3.1.2)		
d	19 mm	Diametro piolo
n	3	Numero di pioli per ogni fila
i	200 mm	Interasse longitudinale pioli
h	207 mm	Altezza piolo oltre la saldatura
α	1.00	Coefficiente
f_{tk}	450.00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura del piolo
f_{ck}	33.20 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo soletta
E_{cm}	33643 MPa	Valore medio modulo elastico secante calcestruzzo soletta
γ_v	1.25	Coefficiente di sicurezza
V	1461 kN	Taglio agente
S	51628 cm ³	Momento statico della soletta
I	11243060 cm ⁴	Momento d'inerzia della sezione rispetto al baricentro
F	134 kN	Forza di scorrimento su lunghezza pari all'interasse tra le file
$P_{Rd,a}$	82 kN	Resistenza di progetto del piolo (acciaio)
$P_{Rd,c}$	89 kN	Resistenza di progetto del piolo (calcestruzzo)
$P_{b,Rd}$	245 kN	Resistenza di progetto della fila di pioli
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza $P_{b,Rd} / F = 1.83$

8.8.2 Conci centrali

Vengono disposti pioli su file da 2 connettori ciascuna, poste ad interasse longitudinale di 20 cm.

VERIFICA DEI CONNETTORI (§4.3.4.3.1.2)		
d	19 mm	Diametro piolo
n	2	Numero di pioli per ogni fila
i	200 mm	Interasse longitudinale pioli
h	207 mm	Altezza piolo oltre la saldatura
α	1.00	Coefficiente
f_{tk}	450.00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura del piolo
f_{ck}	33.20 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo soletta
E_{cm}	33643 MPa	Valore medio modulo elastico secante calcestruzzo soletta
γ_v	1.25	Coefficiente di sicurezza
V	941 kN	Taglio agente
S	51628 cm ³	Momento statico della soletta
I	11243060 cm ⁴	Momento d'inerzia della sezione rispetto al baricentro
F	86 kN	Forza di scorrimento su lunghezza pari all'interasse tra le file
$P_{Rd,a}$	82 kN	Resistenza di progetto del piolo (acciaio)
$P_{Rd,c}$	89 kN	Resistenza di progetto del piolo (calcestruzzo)
$P_{b,Rd}$	163 kN	Resistenza di progetto della fila di pioli
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza $P_{b,Rd} / F = 1.89$

$\gamma_V = 1.25$	fattore parziale di sicurezza
$f_t = 355$	resistenza a rottura dell'acciaio del piolo in Mpa
$f_{ck} = 32$	resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta in Mpa
$d = 19$	diametro del piolo in mm
$h_{sc} = 230$	altezza del piolo dopo la saldatura in mm
$\alpha = 0.2 \cdot (h_{sc} / d + 1)$	per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$
1.0	per $h_{sc} / d > 4$

Di seguito si riporta il grafico delle verifiche eseguite in cui:

$Q_{r,max}$ e $Q_{r,min}$	sono i valori massimi e minimi della forza di scorrimento resistente
$Q_{d,max}$ e $Q_{d,min}$	sono i valori massimi e minimi della forza di scorrimento di calcolo.

Dove la forza di scorrimento è data da:

$$Q_d = \frac{T S}{J} i$$

In cui:

$i = 200$	interasse longitudinale tra i pioli in mm
-----------	---

8.9 Verifiche allo Stato Limite di deformazione (SLE)

Vengono di seguito riportati i valori massimi di deformazione verticale nelle diverse configurazioni studiate:

- Configurazione 1 (peso proprio): 21.8 mm
- Configurazione 2 (permanenti+ritiro): 35.4 mm
- Configurazione 3 (variabili): 24.9 mm
- Totale: 82.1 mm

La deformazione verticale limite è pari a 1/400 della luce, e dunque:

$$L/400 = 40000 \text{ mm} / 400 = 100 \text{ mm}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

La deformazione verticale per i soli carichi variabili è pari a 24.9 mm.

La deformazione verticale limite per i soli carichi variabili è pari a 1/500 della luce, e dunque:

$$L/500 = 40000 \text{ mm} / 500 = 80 \text{ mm}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.10 Contromonta

La contromonta viene dimensionata in relazione alle deformazioni dovute al peso proprio, ai carichi permanenti ed a un'aliquota (25%) dei variabili. La deformazione complessiva così determinata è pari a 63.4 mm.

Pertanto la contromonta da fornire all'impalcato sarà di 65 mm.

8.11 Verifiche a fatica

Ai sensi delle NTC2008 (§4.2.4.1.4) per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

essendo

Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_f = 1$; Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N – descritte di seguito – di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta; γ_M il coefficiente parziale ricavato dalla seguente tabella:

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

Tabella 30 – Determinazione del coefficiente parziale per la verifica a fatica

Il coefficiente γ_M dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si dice poco sensibile una struttura nella quale il mantenimento del richiesto livello di affidabilità nei riguardi dello stato limite di fatica può essere garantito attraverso un appropriato programma di ispezione, controllo, monitoraggio e riparazione delle lesioni di fatica, esteso alla vita di progetto della struttura. Una struttura può essere classificata come poco sensibile se, in presenza di lesioni per fatica, si verificano le seguenti condizioni:

- i dettagli costruttivi, i materiali impiegati e i livelli di tensione garantiscono bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica delle lesioni;
- le disposizioni costruttive permettono la redistribuzione degli sforzi;
- i dettagli sono facilmente ispezionabili e riparabili;
- i dettagli sono concepiti in modo da arrestare la propagazione delle lesioni;
- esiste un programma di ispezione e manutenzione, esteso a tutta la vita dell'opera, inteso a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

In caso contrario, la struttura si dice sensibile. Poiché l'ispezione, il monitoraggio e le riparazioni di una struttura sensibile non sono agevoli, essa deve essere progettata in fatica adottando dettagli costruttivi e livelli di tensione tali da garantire il grado di affidabilità richiesto per le altre verifiche allo stato limite ultimo per tutta la vita utile della costruzione, anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione.

Nel caso in esame, si assume il più cautelativo coefficiente parziale.

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2 \times 10^6$ cicli.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

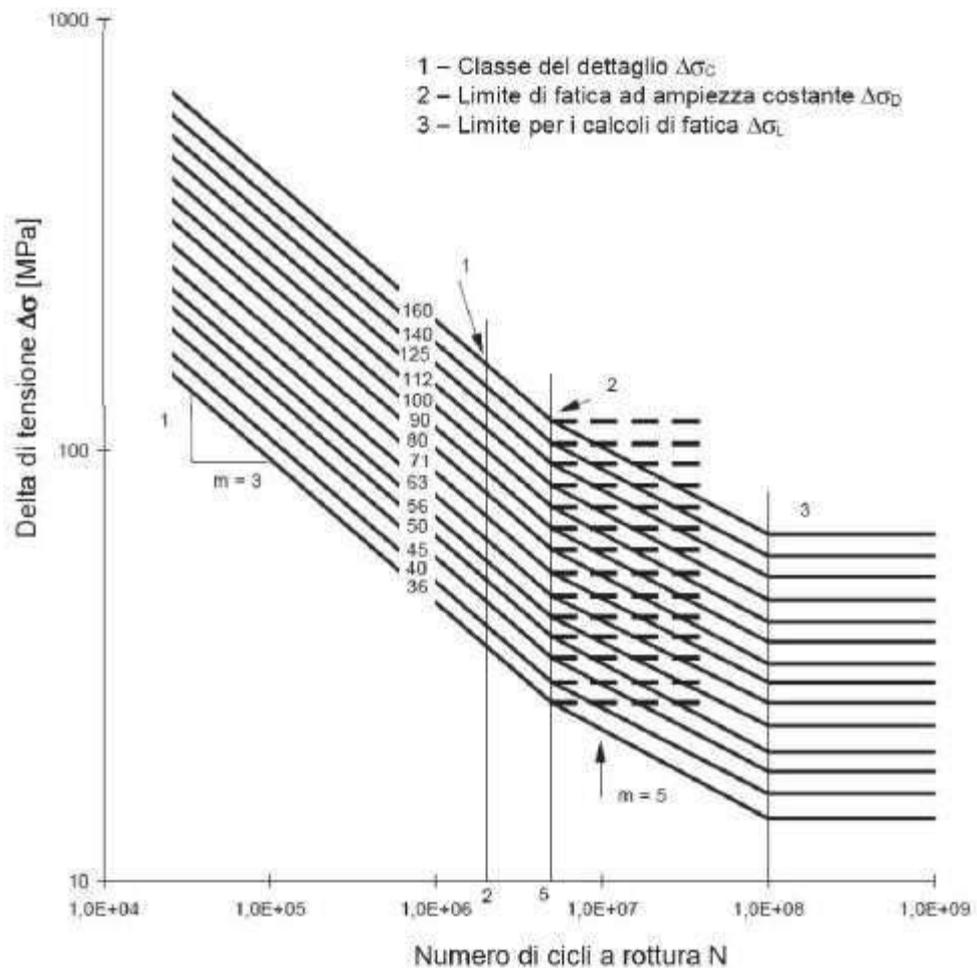


Figura 63 – Curve caratteristiche S-N

La verifica si esegue controllando che

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ è il valore di progetto delle massime escursioni di tensioni indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche fatica e $\Delta\sigma_D$ il limite di fatica ad ampiezza costante, che nel caso di verifica a vita illimitata è pari alla classe del dettaglio, moltiplicata per il fattore di riduzione 0.737.

Le classi di dettaglio relative alla costruzione sono individuate tra quelle elencate nella Circolare e nelle tabelle seguenti:

Progetto Esecutivo

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

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

⁽¹⁾ Classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione.

Tabella 31 – Dettagli costruttivi per prodotti laminati ed estrusi

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

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

Tabella 32 – Dettagli costruttivi per prodotti laminati ed estrusi

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

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100

Tabella 33 – Dettagli costruttivi per sezioni saldate

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

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Giunti trasversali in piatte e lamiera 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiera e piatte con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>

Tabella 34 – Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione

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

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b)		<p>Attacchi trasversali</p> <ol style="list-style-type: none"> 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldate all'anima o alla piattabanda <p>(a) $\ell \leq 50$ mm (b) $50 < \ell \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>

Tabella 35 – Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati

La minima classe di dettaglio per tensioni normali per gli elementi in esame è di 80 MPa.

Il momento massimo ed il momento minimo nella sezione più sollecitata valgono rispettivamente 3488 kN m e -55 kN m. Le corrispondenti tensioni massime nella trave sono -35.11 MPa (trazione) e 0.69 MPa (compressione).

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_f \Delta\sigma_{\max} = 35.80 * 1.35 = 48.33 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 0.737 * 80 = 58.96 \text{ MPa}$$

La verifica è pertanto soddisfatta

La minima classe di dettaglio per tensioni tangenziali è di 100 MPa.

Il taglio massimo ed il momento minimo nella sezione più sollecitata valgono rispettivamente 417 kN e -16 kN. Le corrispondenti tensioni massime nell'anima della trave sono 13.40 MPa e 0.51 MPa.

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_f \Delta\tau_{\max} = 13.91 * 1.35 = 18.78 \text{ MPa} < \Delta\tau_D = 0.737 * 100 = 73.70 \text{ MPa}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9 VERIFICHE DELLA SOLETTA

Vengono di seguito riportate le analisi e le verifiche relative alla soletta, considerata in direzione ortogonale all'asse delle travi.

Sono state considerate due fasi:

- Fase I: la sezione resistente è costituita dalle predalles tralicciate soggette al peso proprio e a quello del getto della soletta;
- Fase II: la sezione resistente è quella della soletta completa, avente spessore di 30 cm, soggetta alle azioni permanenti e variabili.

9.1 Verifica predalles (Fase I)

Per la realizzazione della soletta si utilizzano le predalles come casseforme allo scopo di sostenere il peso del getto della soletta.

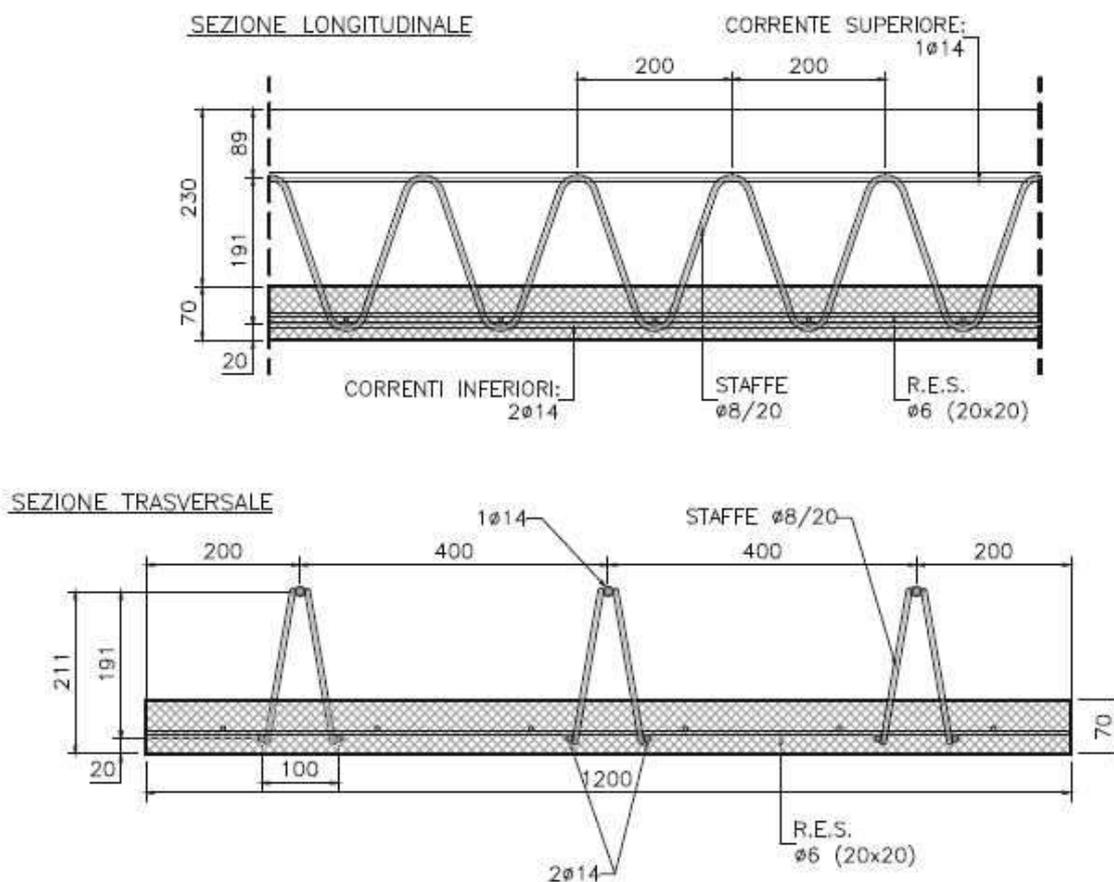
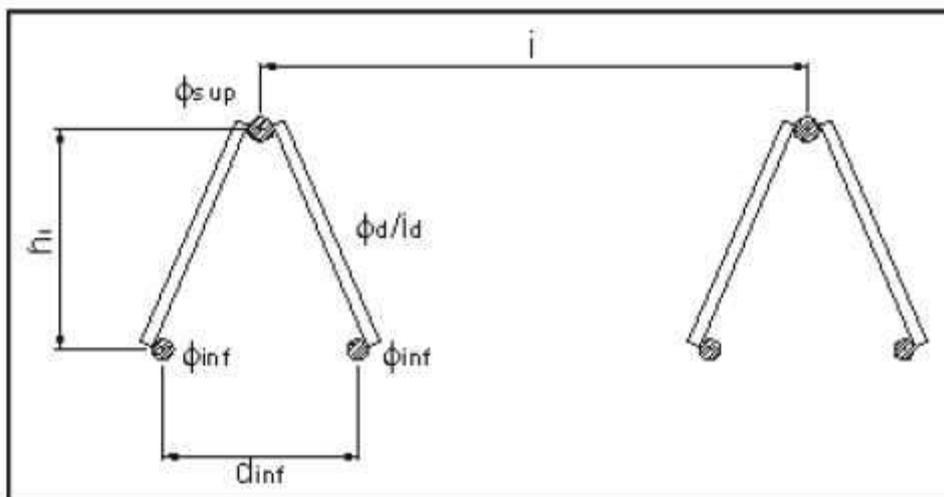


Figura 64 – Geometria delle predalles

Le predalles sono elementi prefabbricati di larghezza pari a 1.20 m e spessore di 7 cm, contenenti ciascuna tre tralicci; ciascun traliccio è costituito da 2 Φ 14 inferiori, 1 Φ 14 superiore e diagonali Φ 8/20 cm. È inoltre inserita un'armatura costituita da una rete elettrosaldata Φ 6/20x20 cm.

Spessore soletta	ss	23	cm
Spessore predalle	sd	7	cm
Dimensione trasversale predalle	Bd	120	cm
Appoggio predalle		5	cm
Interasse tralicci i		40	cm
Numero di tralicci per ogni elemento	n.	3.0	()
Dimensione minima piattabanda		500	mm
Dimensione minima rompitratta		500	mm

**RTI di progettazione:****Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Altezza tipo Baustrada H_t		191	mm
Diametro corrente superiore ϕ_{sup}	1	14.0	mm
Diametro diagonali ϕ_d	2	8.0	mm
Diametro corrente inferiore ϕ_{inf}	2	14.0	mm
Distanza correnti inferiori d_{inf}		10.0	cm
Altezza h_t fra correnti sup. e inf.		17.3	cm
Interasse diagonali d_d	l_c	20.0	cm
Fattore di imperfezione α		0.49	
Accidentale in fase di getto		0.00	(KN/mq)
Carico totale $x \gamma_f$		13.19	(KN/m)
Sbalzo sx		1.500	m
Sbalzo dx		1.500	m
Cordolo sx		0.750	m
Cordolo dx		0.750	m
Campata 1		2.750	m
<u>Luci di calcolo</u>			
Sbalzo sx		1.50	m
Sbalzo dx		1.50	m
Campata 1		2.35	m

Traliccio complessivo

Momento d'inerzia orizzontale	Jsup	204.95	
	Jinf	102.76	
	Jx	307.7	cm ⁴
Area	A	4.62	cm ²
Distanza baricentro barre inf.	Ygi	5.8	cm
Distanza baricentro barre sup.	Ygs	11.5	cm
Modulo di resistenza inf.	Wi	53.361	cm ³
Modulo di resistenza sup.	Ws	26.680	cm ³

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Corrente superiore

Diametro corrente superiore ϕ_{sup}	1	14	mm
Area barra compressa	A	1.539	cm ²
Momento d'inerzia barra	Jb	0.1886	cm ⁴
Raggio di inerzia	i	0.35	cm
Luce di inflessione (b=1)	L ₀	20.0	cm
Snellezza	λ	57.1	()
$N_{cr} = \pi^2 EJ / L_0^2$	N _{cr}	97.7	KN
Snellezza adimensionale	$\lambda\alpha$	0.842	()
	Φ	1.012	
Coefficiente di instabilità	χ	0.636	()
$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{m1}$	N _{b,Rd}	-38.3	KN
$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{m0}$	N _{c,Rd}	60.2	KN

Correnti inferiori

Diametro corrente inferiore ϕ_{inf}	2	14	mm
Area barra	A	1.539	cm ²
Momento d'inerzia barra	Jb	0.1886	cm ⁴
Raggio di inerzia	i	0.35	cm
Luce di inflessione (b=1)	L ₀	20.0	cm
Snellezza	λ	57.1	()
$N_{cr} = \pi^2 EJ / L_0^2$	N _{cr}	97.7	KN
Snellezza adimensionale	$\lambda\alpha$	0.842	()
	Φ	1.012	
Coefficiente di instabilità	χ	0.636	()
$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{m1}$	N _{b,Rd}	-38.3	KN
$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{m0}$	N _{c,Rd}	60.2	KN

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Barre inclinate

Diametro diagonali ϕ_d	2	8	mm
angolo in sezione	α	16.12	°
angolo in profilo	β	30.03	°
Area barra compressa	A	0.503	cm ²
Momento d'inerzia barra	J _b	0.0201	cm ⁴
Raggio di inerzia	i	0.20	cm
Luce di inflessione (b=1)	l _c	20.60	cm
Snellezza	λ	103.0	()
$N_{cr} = \pi^2 EJ / L_0^2$	N_{cr}	9.8	KN
Snellezza adimensionale	$\lambda\alpha$	1.518	()
	Φ	1.974	
Coefficiente di instabilità	χ	0.309	()
$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{m1}$	$N_{b,Rd}$	-6.1	KN
$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{m0}$	$N_{c,Rd}$	19.7	KN

Le azioni di trazione sono indicate con il segno positivo, mentre quelle di compressione hanno il segno negativo.

9.1.1 Verifica in corrispondenza dello sbalzo

Il massimo momento negativo si ha in corrispondenza dello sbalzo di estremità, dove

$$M = -4.94 \text{ kN m}$$

Tale momento si traduce in una trazione nel corrente superiore e una compressione nel corrente inferiore:

$$\text{corrente superiore: } N_{eds} = 28.5 \text{ kN}$$

$$\text{la resistenza del corrente superiore è } N_{c,Rd} = 60.2 \text{ kN} > N_{eds}$$

$$\text{corrente inferiore: } N_{edi} = -14.3 \text{ kN}$$

$$\text{la resistenza del corrente inferiore è } N_{b,Rd} = -38.3 \text{ kN} < N_{edi}$$

Il massimo taglio in corrispondenza dello sbalzo di estremità è pari a

$$V = 6.59 \text{ kN}$$

Tale azione si traduce in un'azione di compressione sui diagonali del traliccio:

diagonale del traliccio: $N_{edd} = -3.96 \text{ kN}$

la resistenza del diagonale del traliccio è $N_{b,Rd} = -6.1 \text{ kN} < N_{edd}$

9.1.2 Verifica nella campata tra le travi

Il massimo momento positivo si ha in corrispondenza della campata tra le travi, dove

$$M = 3.03 \text{ kN m}$$

Tale momento si traduce in una compressione nel corrente superiore e una trazione nel corrente inferiore:

corrente superiore: $N_{eds} = -17.5 \text{ kN}$

la resistenza del corrente superiore è $N_{b,Rd} = -38.3 \text{ kN} < N_{eds}$

corrente inferiore: $N_{edi} = 8.8 \text{ kN}$

la resistenza del corrente inferiore è $N_{c,Rd} = 60.2 \text{ kN} > N_{edi}$

Il massimo taglio in corrispondenza dello sbalzo di estremità è pari a

$$V = 5.16 \text{ kN}$$

Tale azione si traduce in un'azione di compressione sui diagonali del traliccio:

diagonale del traliccio: $N_{edd} = -3.10 \text{ kN}$

la resistenza del diagonale del traliccio è $N_{b,Rd} = -6.1 \text{ kN} < N_{edd}$

Il momento agente allo SLE è $M=8.98 \text{ kNm/m}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è pari a 0.14 MPa

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 51.99 MPa

9.2 Verifica soletta (Fase II)

Lo studio degli effetti locali della soletta è stato eseguito mediante una schematizzazione a trave incastrata in corrispondenza delle travi principali considerando, a seconda della posizione del carico accidentale, una opportuna larghezza collaborante tenendo conto di una diffusione a 45°

degli sforzi attraverso la pavimentazione e la soletta. In tal modo da un'impronta di carico di 40x40 cm² si passa ad un'area di diffusione di 80x80 cm².

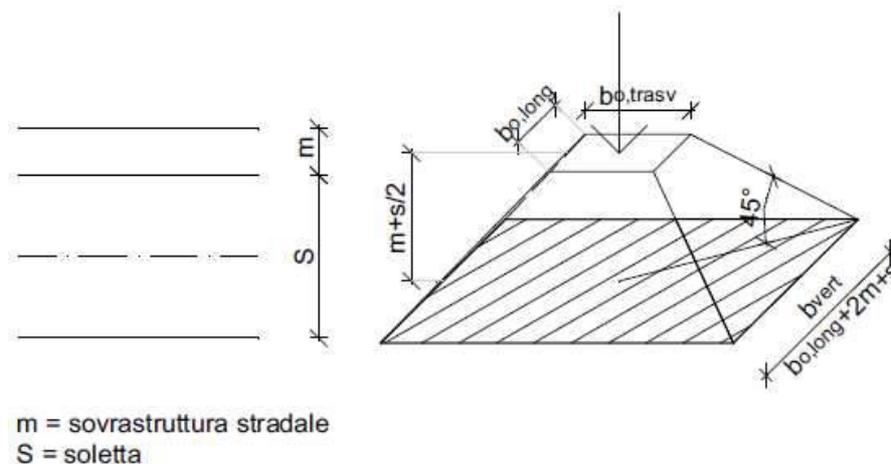


Figura 65 – Diffusione dell'impronta di carico in senso verticale

9.2.1 Analisi dei carichi

Per i carichi si assume una deformazione cilindrica della soletta ovvero si trascura il contributo dovuto ai momenti nella direzione parallela all'asse dell'impalcato.

9.2.1.1 Pesi propri e carichi permanenti

Per il calcolo delle sollecitazioni di momento flettente in corrispondenza della sezione d'appoggio si considerano i seguenti carichi permanenti:

- Peso proprio di soletta, dalle e cordolo
- Peso proprio veletta
- Peso pavimentazione
- Peso barriera

riportati di seguito in dettaglio.

9.2.1.1.1 Incastro

Getto soletta + dalla (H=30 cm):

$$q = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$M (-) = 7.5 \times 1.5^2 / 2 = 8.44 \text{ KNm/m}$$

Cordolo:

$$q = 25 \times 0.75 \times 0.20 = 3.75 \text{ kN/m}$$

$$M (-) = 3.75 \times 1.14 = 4.28 \text{ KNm/m}$$

Veletta:

$$q=25 \times 0.05 \times 0.60 = 0.75 \text{ kN/m} \quad M (-) = 0.75 \times 1.5 = 1.13 \text{ KNm/m}$$

Pavimentazione:

$$q=2.00 \text{ kN/m} \quad M (-) = 2.00 \times 0.75^2 / 2 = 0.56 \text{ KNm/m}$$

Barriera:

$$q=7.00 \text{ kN/m} \quad M (-) = 7.00 \times 1.5 = 10.5 \text{ KNm/m}$$

Sommando i singoli contributi dei diversi carichi permanenti e del carico dovuto alla soletta si ottiene:

$$M (-) = 24.91 \text{ KNm/m}$$

9.2.1.1.2 Campata

Getto soletta + dalla (H=30 cm):

$$q=25 \times 0.30 = 7.5 \text{ kN/m}^2 \quad M (+) = 7.5 \times 2.75^2 / 8 = 7.09 \text{ KNm/m}$$

Pavimentazione:

$$q=2.00 \text{ kN/m} \quad M (+) = 2.00 \times 2.75^2 / 8 = 1.89 \text{ KNm/m}$$

Sommando i singoli contributi dei diversi carichi permanenti e del carico dovuto alla soletta si ottiene:

$$M (+) = 8.98 \text{ KNm/m}$$

9.2.1.2 Azioni variabili

Per i carichi mobili si è considerato un carico tandem per corsia, nelle posizioni di volta in volta più gravose per le sezioni considerate.

9.2.2 Verifiche all'incastro (in corrispondenza dell'asse delle travi)

Nella figura seguente si rappresenta la posizione più gravosa del carico Q1a e la relativa larghezza collaborante di soletta, determinate ipotizzando una diffusione del carico a 45° sul piano della soletta.

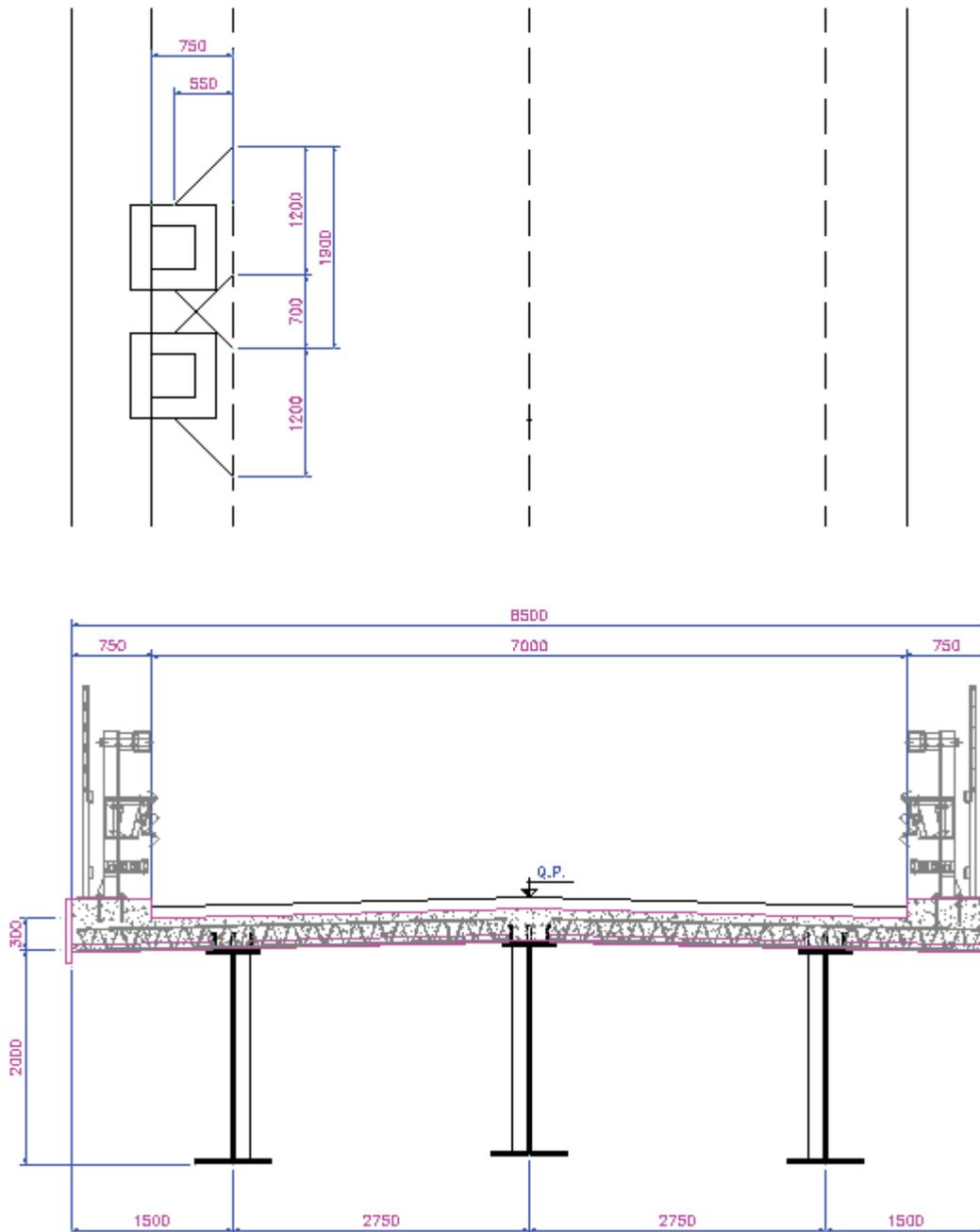


Figura 66 – Effetti dei carichi mobili sulla sezione d'incastro della soletta

Per la singola fila di due ruote da 150 kN ciascuna si ottiene, considerando la porzione di soletta maggiormente sollecitata larga 0.70 m, il momento per unità di larghezza di striscia di soletta:

$$M_{Q1a} (-) = [2 \times (150 \times 0.55/1.90)] = 86.84 \text{ KNm/m}$$

Per il carico distribuito da 9 kN/m^2 , si ottiene il momento per unità di lunghezza:

$$M_{q1a} (-) = 9 \times 0.75^2/2 = 2.53 \text{ KNm/m}$$

Si può quindi determinare il valore massimo complessivo della sollecitazione flettente sulle sezioni della soletta.

Considerando una larghezza pari ad un metro, in corrispondenza della sezione d'appoggio l'armatura superiore della soletta è costituita da $10\Phi 16$ (a favore di sicurezza, viene trascurato il corrente superiore del traliccio), l'armatura inferiore è costituita da $5\Phi 14$ e da una rete elettrosaldata $\Phi 6$ maglia 20×20 (armatura dalla) e da $5\Phi 16$.

$$\text{SLU} \quad M(-) = 1.35 \times 24.91 + 1.35 \times (86.84 + 2.53) = 154.28 \text{ kNm/m}$$

Il momento resistente è pari a 177.8 kN m . Il coefficiente di sicurezza è pari a 1.15 .

$$\text{SLE} \quad M(-) = 24.91 + 86.84 + 2.53 = 114.28 \text{ kNm/m}$$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è pari a 10.11 MPa

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 261.7 MPa

$$\text{SLF} \quad M(-) = 24.91 + 0.75 \times 86.84 + 0.4 \times 2.53 = 91.05 \text{ kNm/m}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 208.5 MPa

Poichè le tensioni allo SLF nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

9.2.3 Verifiche in campata

Nella figura seguente si rappresenta la posizione più gravosa del carico Q_{1a} e la relativa larghezza collaborante di soletta, determinate ipotizzando una diffusione del carico a 45° sul piano della soletta.

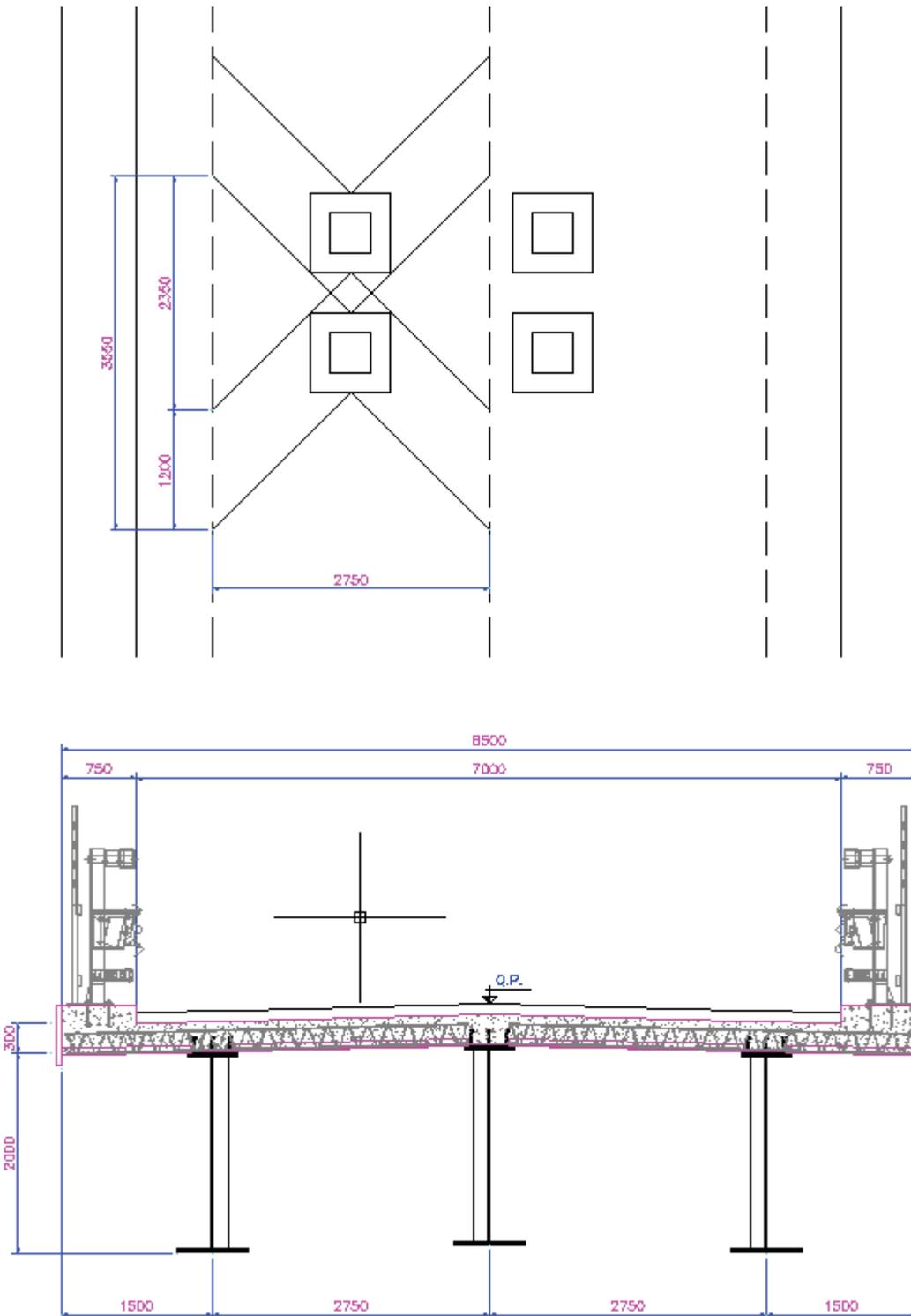


Figura 67 – Effetti dei carichi mobili ai fini delle sollecitazioni sulla sezione di mezzeria della soletta

Prendendo in esame le due file di ruote si ricava, considerando la ripartizione della singola ruota sulla lunghezza di 3.55 m e prendendo in considerazione la zona maggiormente caricata, lunga 2.35 m, si ottiene:

$$M (+) = 2 \times 150 \times 0.80 (2 \times 2.75 - 0.80) / 8 / 3.55 = 39.72 \text{ KNm/m}$$

Per il carico distribuito da 9 kN/m^2 , si ottiene il momento per unità di lunghezza:

$$M_{q1a} (-) = 9 \times 2.75^2 / 8 = 8.51 \text{ KNm/m}$$

Si può quindi determinare il valore massimo complessivo della sollecitazione flettente sulle sezioni della soletta.

Considerando una larghezza pari ad un metro, in corrispondenza della sezione d'appoggio l'armatura superiore della soletta è costituita da $10\Phi 16$ (a favore di sicurezza, viene trascurato il corrente superiore del traliccio), l'armatura inferiore è costituita da $5\Phi 14$ e da una rete elettrosaldata $\Phi 6$ maglia 20×20 (armatura dalla) e da $5\Phi 16$.

$$\text{SLU} \quad M(+)=1.35 \times 8.98 + 1.35 \times (39.72 + 8.51)= 77.23 \text{ kNm/m}$$

Il momento resistente è pari a 161.2 kN m. Il coefficiente di sicurezza è pari a 2.09.

$$\text{SLE} \quad M(+)=39.72 + 8.51 = 48.23 \text{ kNm/m}$$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è pari a 4.18 MPa

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 148.4 MPa

Le tensioni complessive, sommando quelle di I fase sono:

$$\text{compressione nel calcestruzzo è pari a } 4.18+0.14 = 4.32 \text{ MPa}$$

$$\text{trazione nell'acciaio è pari a } 148.4+51.99 = 200.4 \text{ MPa}$$

$$\text{SLF} \quad M(+)=0.75 \times 39.72 + 0.4 \times 8.51 = 33.19 \text{ kNm/m}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 102.1 MPa

Le tensioni complessive, sommando quelle di I fase sono:

$$\text{trazione nell'acciaio è pari a } 102.1+51.99 = 154.1 \text{ MPa}$$

Poichè le tensioni allo SLF nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

9.2.4 Verifiche locali in prossimità dei giunti di estremità

Nella figura seguente si rappresenta la posizione più gravosa del carico Q1a e la relativa larghezza collaborante di soletta, determinate ipotizzando una diffusione del carico a 45° sul piano della soletta.

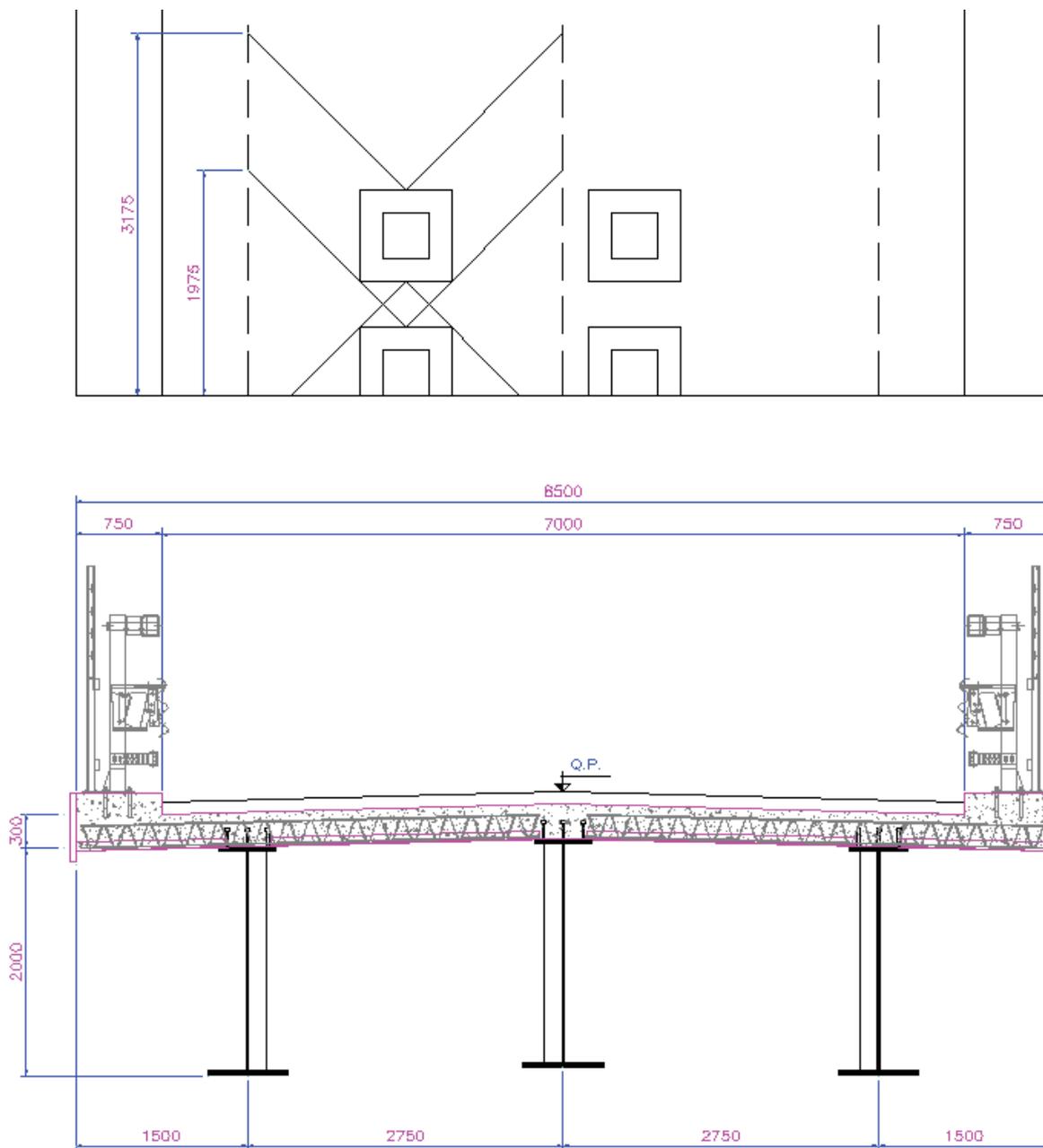


Figura 68 – Effetti dei carichi mobili ai fini delle sollecitazioni della soletta in corrispondenza dei giunti

Prendendo in esame le due file di ruote si ricava, considerando la ripartizione della singola ruota più vicina al giunto sulla lunghezza di 1.975 m e dell'altra ruota sulla larghezza di 3.175 m, prendendo in considerazione la zona maggiormente caricata, lunga 1.975 m, si ottiene:

$$M (+) = (150 \times 0.80 (2 \times 2.75 - 0.80)/8) \times (1/1.975 + 1/3.175) = 57.88 \text{ KNm/m}$$

Per il carico distribuito da 9 kN/m^2 , si ottiene il momento per unità di lunghezza:

$$M_{q1a} (-) = 9 \times 2.75^2/8 = 8.51 \text{ KNm/m}$$

Si può quindi determinare il valore massimo complessivo della sollecitazione flettente sulle sezioni della soletta.

Considerando una larghezza pari ad un metro, in corrispondenza della sezione d'appoggio l'armatura superiore della soletta è costituita da $10\Phi 16$ (a favore di sicurezza, viene trascurato il corrente superiore del traliccio), l'armatura inferiore è costituita da $5\Phi 14$ e da una rete elettrosaldata $\Phi 6$ maglia 20×20 (armatura dalla) e da $5\Phi 16$.

SLU $M(+)=1.35 \times 8.98 + 1.35 \times (57.88 + 8.51)= 89.63 \text{ kNm/m}$

Il momento resistente è pari a 161.2 kN m. Il coefficiente di sicurezza è pari a 1.80.

SLE $M(+)=57.88 + 8.51 = 66.39 \text{ kNm/m}$

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è pari a 5.75 MPa

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 204.2 MPa

Le tensioni complessive, sommando quelle di I fase sono:

compressione nel calcestruzzo è pari a $5.75+0.14 = 5.89 \text{ MPa}$

trazione nell'acciaio è pari a $204.2+51.99 = 256.2 \text{ MPa}$

SLF $M(+)=0.75 \times 57.88 + 0.4 \times 8.51 = 46.81 \text{ kNm/m}$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è pari a 144.0 MPa

Le tensioni complessive, sommando quelle di I fase sono:

trazione nell'acciaio è pari a $144.0+51.99 = 196.0 \text{ MPa}$

Poichè le tensioni allo SLF nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

9.2.5 Verifiche locali per la condizione eccezionale di urto

Avendo applicato una forza di 100 kN alla quota di 1 m dal piano stradale, le azioni sollecitanti sono un momento flettente pari a 100 kN m e una trazione di 100 kN. Considerando una diffusione planimetrica a 45° dal montante della barriera fino all'asse della trave più vicina, si ricava una larghezza di diffusione di 1.5 m. Pertanto, l'azione d'urto su una larghezza unitaria è:

$$M = 100 / 1.50 = 66.67 \text{ kN m/m} \quad N = 100 / 1.5 = 66.67 \text{ kN/m}$$

Il momento complessivo nella combinazione eccezionale è pari a

$$M(-) = 24.91 + 86.84 + 2.53 + 66.67 = 156.04 \text{ kNm/m}$$

Il momento resistente, ottenuto ponendo pari a 1 i coefficienti parziali dei materiali, è pari a

$$M_{res} = 199.9 \text{ kN m/m}$$

La sezione è verificata con coefficiente di sicurezza pari a 1.28.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

10 VERIFICHE DEI TRAVERSI

10.1 Premessa

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche dei traversi di campata e di testata per le sollecitazioni massime derivanti dalla modellazione agli elementi finiti; poiché tutti i traversi hanno le medesime dimensioni e sono simmetrici rispetto all'asse orizzontale, non viene effettuata, per semplicità, alcuna differenziazione tra la posizione del traverso (campata o testata) lungo l'impalcato o tra le sollecitazioni di momento positivo o negativo. Sono quindi implicitamente verificati anche gli sbalzi dei traversi di testata.

Le verifiche specifiche del traverso di testata in fase di sollevamento dell'impalcato sono riportate nel §11.

10.2 Sezioni di verifica

I traversi sono alti 800 mm, hanno ali larghe 300 mm e spesse 20 mm; l'anima ha spessore 15 mm, come mostrato nella seguente figura:

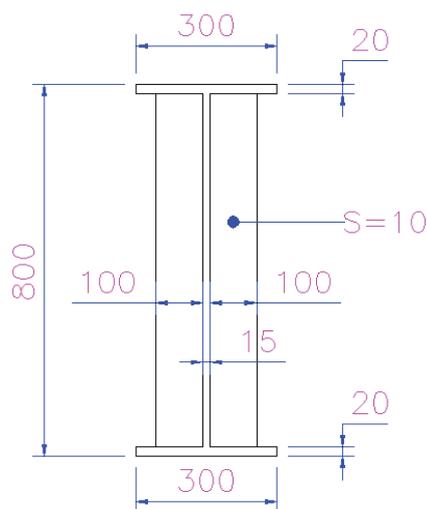


Figura 69 – Sezione traverso

Si riportano di seguito le caratteristiche della sezione:

Properties			
Cross-section (axial) area	0.0234	Section modulus about 3 axis	5.936E-03
Torsional constant	2.377E-06	Section modulus about 2 axis	6.014E-04
Moment of Inertia about 3 axis	2.374E-03	Plastic modulus about 3 axis	6.846E-03
Moment of Inertia about 2 axis	9.021E-05	Plastic modulus about 2 axis	9.428E-04
Shear area in 2 direction	0.012	Radius of Gyration about 3 axis	0.3185
Shear area in 3 direction	0.01	Radius of Gyration about 2 axis	0.0621

Tabella 36 – Caratteristiche sezione traverso

10.3 Sollecitazioni di verifica

Il massimo momento, in valore assoluto, è pari a 553 kN m.

Il massimo taglio, in valore assoluto, è pari a 280 kN.

10.4 Verifica della sezione del traverso

10.4.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

10.4.1.1 *Determinazione della classe della sezione*

Per la determinazione della classe delle sezioni viene utilizzato il software PRO_CL4 della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
- X_i : cordinata X del nodo iniziale
- Y_i : cordinata Y del nodo iniziale
- X_f : cordinata X del nodo finale
- Y_f : cordinata Y del nodo finale
- L : lunghezza del lato
- α : angolo di inclinazione del lato

Progetto Esecutivo

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	α [°]
1	-15.0000	0.0000	-15.0000	2.0000	2.0000	90.0000
2	-15.0000	2.0000	-0.7500	2.0000	14.2500	0.0000
3	-0.7500	2.0000	-0.7500	78.0000	76.0000	90.0000
4	-0.7500	78.0000	-15.0000	78.0000	14.2500	180.0000
5	-15.0000	78.0000	-15.0000	80.0000	2.0000	90.0000
6	-15.0000	80.0000	15.0000	80.0000	30.0000	0.0000
7	15.0000	80.0000	15.0000	78.0000	2.0000	270.0000
8	15.0000	78.0000	0.7500	78.0000	14.2500	180.0000
9	0.7500	78.0000	0.7500	2.0000	76.0000	270.0000
10	0.7500	2.0000	15.0000	2.0000	14.2500	0.0000
11	15.0000	2.0000	15.0000	0.0000	2.0000	270.0000
12	15.0000	0.0000	-15.0000	0.0000	30.0000	180.0000

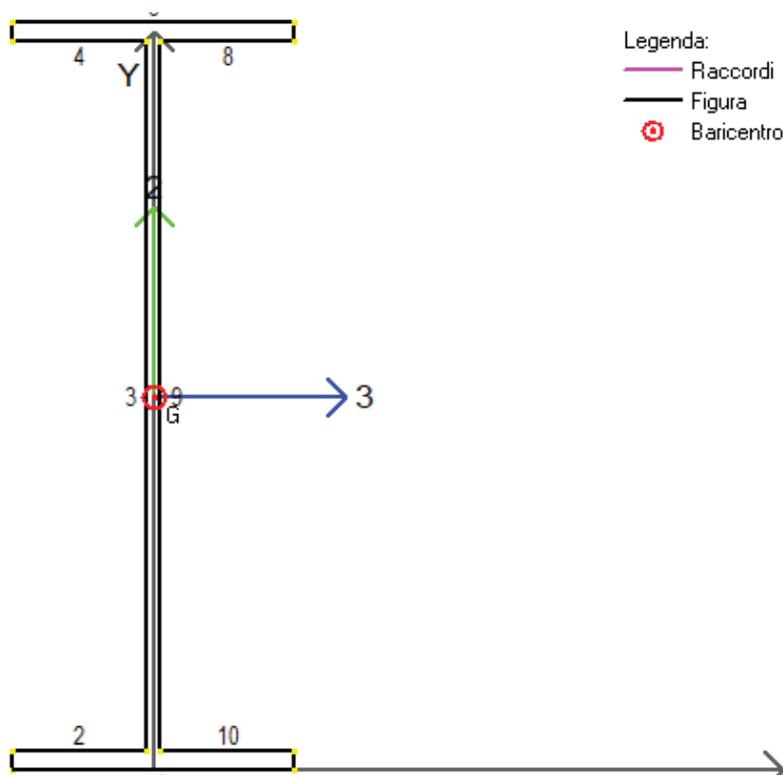


Figura 70 – Geometria della sezione e numerazione lati

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

- N_T : numero del tratto
 b : lunghezza del tratto
 b_c : lunghezza di calcolo del tratto
 t : spessore del tratto
 X_G : coordinata X del baricentro del tratto
 Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
 α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	14.2500	14.2500	2.0000	-7.8750	1.0000	Esterna	0.0000
2	76.0000	76.0000	1.5000	0.0000	40.0000	Interna	90.0000
3	14.2500	14.2500	2.0000	-7.8750	79.0000	Esterna	0.0000
4	14.2500	14.2500	2.0000	7.8750	79.0000	Esterna	0.0000
5	14.2500	14.2500	2.0000	7.8750	1.0000	Esterna	0.0000

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

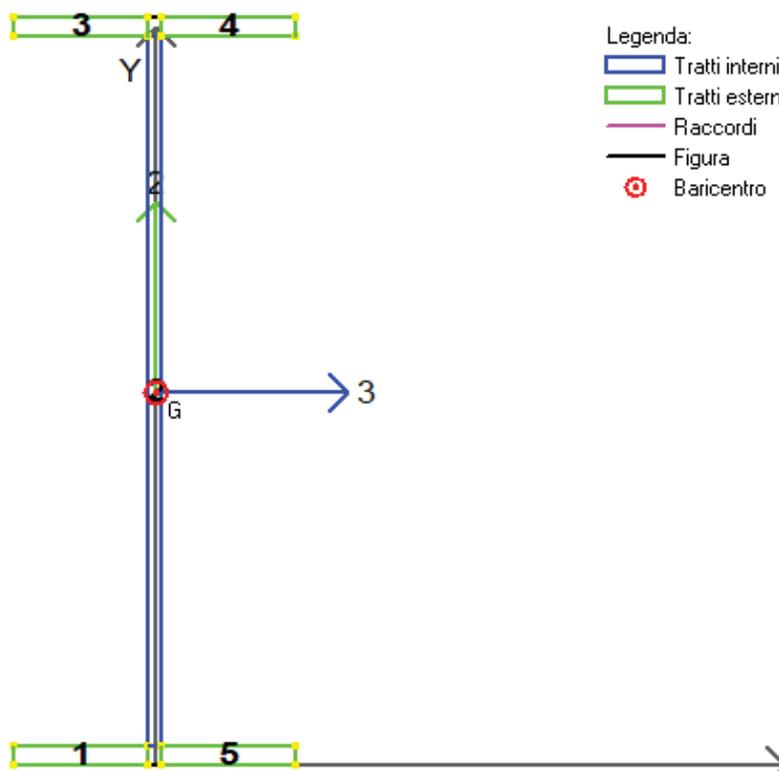


Figura 71 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo .

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	28000.00	0.00	0.00	5530000.00	0.00	1

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	Lim.cl. 1	Lim.cl. 2	Lim.cl. 3	Lim.cl. 3 [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	76.000	1.500	50.667	-	0.500	-	-1.000	58.580	67.530	100.889	197.186	1
3	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	21.976	1
4	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	1.000	-	1.000	7.323	8.136	11.391	21.976	1
5	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 37 – Report di classificazione tratti

10.4.1.2 Verifiche

Benchè la sezione sia di classe 1, le verifiche, a favore di sicurezza, vengono effettuate in termini tensionali.

VERIFICA DELLE TENSIONI		
M_1	553 kN m	Momento flettente agente sulla sola trave metallica
$\sigma_{a,sup}$	93.16 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-93.16 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica

Le tensioni sono inferiori ai valori limite per i differenti materiali.

Il taglio agente è pari a 280 kN. La sezione è pertanto verificata.

Di seguito viene riportata la verifica degli irrigidimenti, che include le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DELL'IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE (§C4.2.4.1.3.4.1)			
Pannello d'anima	h_w	760 mm	Altezza dell'anima della trave
	t_w	15 mm	Spessore dell'anima della trave
	a	920 mm	Interasse tra gli irrigidimenti trasversali
	k_τ	8.07	Minimo coefficiente di instabilità a taglio del pannello
	η	1.20	Coefficiente
	ε	0.81	Coefficiente
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza = 1.04	
Irrigidimento	b_a	150 mm	Larghezza anima dell'irrigidimento
	s_a	15 mm	Spessore dell'anima dell'irrigidimento
	σ_E	74.01 MPa	Tensione critica euleriana
	τ_{cr}	597.26 MPa	Tensione tangenziale critica
	λ	0.59	Rapporto larghezza/spessore dell'irrigidimento
	b_f	0 mm	Larghezza della flangia dell'irrigidimento
	s_f	0 mm	Spessore della flangia dell'irrigidimento
	I_{st}	1953 cm ⁴	Momento di inerzia dell'irrigidimento
VERIFICATO		$I_{st} \geq I_{st,min} = 263 \text{ cm}^4$	

10.4.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e a fessurazione

Le verifiche tensionali vengono omesse, in quanto già allo SLU le tensioni nei materiali risultano inferiori ai valori limite in esercizio.

Poiché le tensioni in esercizio nelle armature della soletta sono inferiori a quelle allo SLU e dato che queste ultime rispettano i limiti della tabella C4.1.II della Circolare, si può concludere che la verifica a fessurazione è soddisfatta senza calcolo diretto.

10.4.3 Verifica del giunto bullonato

Viene di seguito riportata la verifica di tale giunto per la combinazione dei carichi più sfavorevole, avendo previsto i seguenti bulloni:

- piattabanda superiore 12 bulloni M27
- anima 24 bulloni M27
- piattabanda superiore 12 bulloni M27

Il momento massimo in corrispondenza del giunto vale 538 kN m, mentre il taglio è pari a 280 kN.

La verifica del giunto bullonato viene effettuata con l'ausilio del software Pro_CAD Nodi in acciaio della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

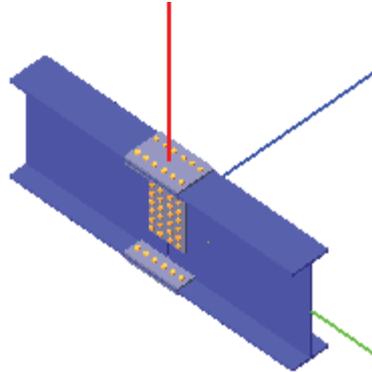


Figura 72 – Giunto bullonato del traverso

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave 2

Tipo di profilo: DoppioT 300x800x15x20

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti ala [mm]: 300.0 x 440.0 x 20 (piastra esterna) + 142.50 x 440.0 x 20 (due piastre interne)

Coprigiunti anima [mm]: 430.0 x 300.0 x 15 (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 10.9 Dadi 10 o 12 ($f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	280000.0	0.0	0.0	0.0	538000000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 196035.4 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	702666.7	259047.6	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
2	702666.7	259047.6	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

134

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5

20125 - Milano

Tel. 02 6787911

email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3

92100 Agrigento

Tel. 0922 421007

email: deltaingegneria@pec.it

3	702666.7	351333.3	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
4	702666.7	351333.3	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
5	518095.3	408000.0	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
6	518095.3	408000.0	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 196035.4 \text{ N}$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	527000.0	194285.7	194285.7	388571.4	306000.0	196035.4
2	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
3	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
4	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
5	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
6	527000.0	194285.7	194285.7	388571.4	306000.0	196035.4
7	388571.4	306000.0	196035.4	388571.4	306000.0	196035.4
8	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
9	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
10	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
11	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
12	388571.4	306000.0	196035.4	388571.4	306000.0	196035.4

Legenda

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

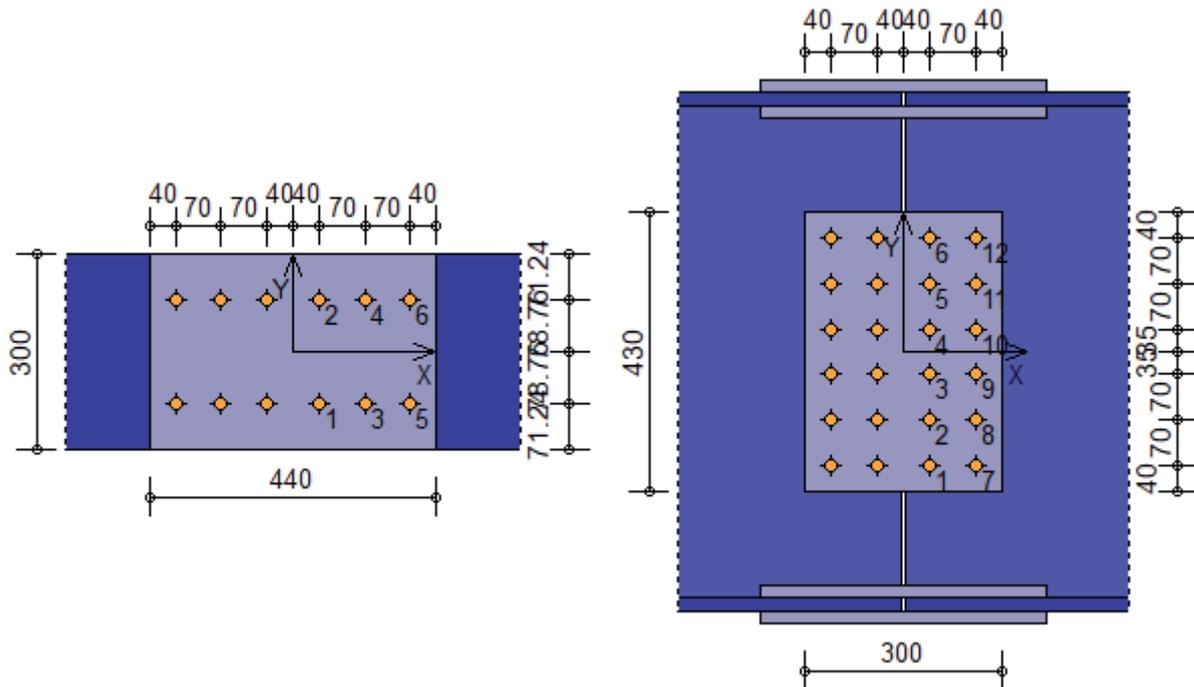


Figura 73 – Disposizione dei bulloni

Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV VER
Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato					

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

1	40.00	-78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok
2	40.00	78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok
3	110.00	-78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok
4	110.00	78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok
5	180.00	-78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok
6	180.00	78.76	88389.9	196035.4	0.450888	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{v,Ed} [N]	F _{v,Rd} [N]	FV	VER
1	40.00	-175.00	106114.9	194285.7	0.546180	Ok
2	40.00	-105.00	72275.7	194285.7	0.372007	Ok
3	40.00	-35.00	46962.4	196035.4	0.239561	Ok
4	40.00	35.00	46962.4	196035.4	0.239561	Ok
5	40.00	105.00	72275.7	194285.7	0.372007	Ok
6	40.00	175.00	106114.9	194285.7	0.546180	Ok
7	110.00	-175.00	97198.1	196035.4	0.495819	Ok
8	110.00	-105.00	58402.7	196035.4	0.297919	Ok
9	110.00	-35.00	19813.4	196035.4	0.101071	Ok
10	110.00	35.00	19813.4	196035.4	0.101071	Ok
11	110.00	105.00	58402.7	196035.4	0.297919	Ok
12	110.00	175.00	97198.1	196035.4	0.495819	Ok

Legenda

F_{v,Ed} forza di taglio agente sul bullone
 F_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bullone
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
 VER → $FV \leq 1$

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1894752.0 \text{ N}$
 Resistenza plastica della piattabanda lorda $N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 2028572.0 \text{ N}$
 $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 1894752.0 < 2028572.0$

Verifica dei coprigiunti d'alaResistenze

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 3955715.0 \text{ N}$
 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 3679344.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 3679344.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 3955715.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 2283833.0 \text{ N}$

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = 530339.6 \text{ N}$
 $N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.144140 \text{ Ok}$

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000000 \text{ Ok}$

Verifica dei coprigiunti d'animaResistenze

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 4361429.0 \text{ N}$
 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 3348864.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 3348864.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 4361429.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 2518072.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 468853600.0 \text{ N mm}$

Progetto Esecutivo

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = 0.0 \text{ N}$

$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.000000 \text{ Ok}$

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 280000.0 \text{ N}$

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.111196 \text{ Ok}$

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 0.0 \text{ N}$

$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 468853600.0 \text{ N mm}$

Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 280000.0 \text{ N}$

$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$

Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 124335100.0 \text{ N mm}$

$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.265190 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 917445600.0 \text{ N mm}$

Momento di progetto $M_{j,Ed} = 538000000.0 \text{ N mm}$

$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.586411 \text{ Ok}$

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

11 VERIFICHE IN FASE DI SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO

11.1 Premessa

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche dei traversi di testata per le sollecitazioni in fase di sollevamento dell'impalcato per la sostituzione degli apparecchi d'appoggio.

11.2 Schemi di calcolo

Si prevede il sollevamento dell'impalcato mediante posizionamento dei martinetti al disotto del traverso di testata in corrispondenza degli irrigidimenti più prossimi alle travi esterne, così come mostrato nella seguente figura:

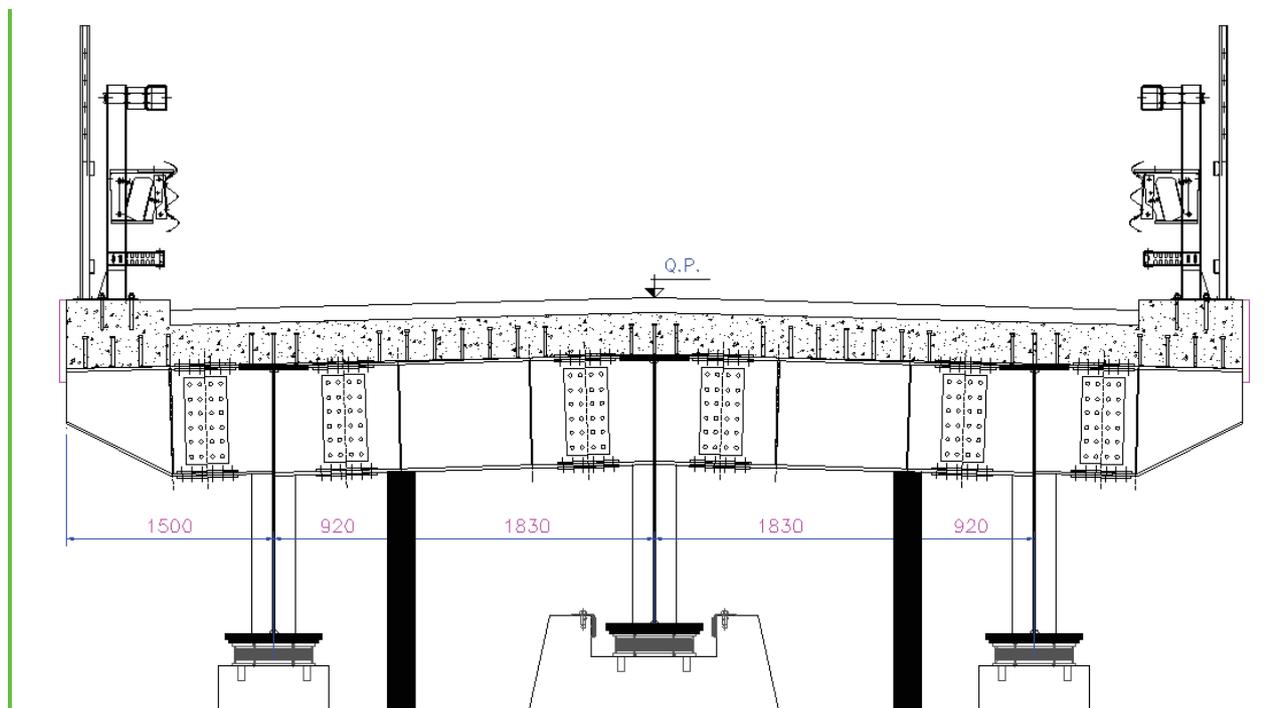


Figura 74 – Schema di sollevamento dell'impalcato

Vengono considerati i seguenti schemi semplificati cautelativi per il calcolo delle sollecitazioni:

- Schema A (parte esterna ai martinetti): mensola incastrata in corrispondenza del martinetto e soggetta alla forza concentrata, posta a distanza di 0.92 m dall'asse del martinetto, pari a 360.6 kN, valore della reazione dell'appoggio della trave esterna per effetto delle azioni permanenti (incluso il peso proprio);

- Schema B (parte interna ai martinetti): trave incastrata alle estremità, in corrispondenza dei martinetti, e soggetta alla forza concentrata, in mezzeria, pari a 337.4 kN, valore della reazione dell'appoggio della trave interna per effetto delle azioni permanenti (incluso il peso proprio).

11.3 Sezioni di verifica

La sezione di verifica è riportata nel §10.3.

11.4 Determinazione delle sollecitazioni

Con riferimento ai due schemi di calcolo, si ricavano le sollecitazioni di verifica.

11.4.1 Schema A (parte esterna ai martinetti)

Il momento assume il massimo valore in valore assoluto in corrispondenza del martinetto, ed è pari al prodotto tra la forza agente e la distanza di questa dall'asse del martinetto:

$$M = 360.6 \times 0.92 = 331.8 \text{ kN m}$$

Il taglio massimo è pari alla forza agente:

$$V = 360.6 \text{ kN}$$

11.4.2 Schema B (parte interna ai martinetti)

Il momento massimo in valore assoluto è pari a 1/8 del prodotto tra la forza agente in mezzeria e la distanza tra i martinetti:

$$M = 1/8 \times 337.4 \times (2 \times 1.83) = 154.4 \text{ kN m}$$

Il taglio massimo è pari alla metà della forza applicata in mezzeria:

$$V = 337.4 / 2 = 168.7 \text{ kN}$$

11.4.3 Sollecitazioni di verifica

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni di verifica, le sollecitazioni sopra riportate vengono moltiplicate, a favore di sicurezza, per 1.30, per tenere conto di effetti dinamici in fase di sollevamento, ed ulteriormente amplificate del coefficiente parziale allo SLU, pari anch'esso a 1.30.

Il massimo momento, in valore assoluto, è pari a $331.8 \times 1.30 \times 1.30 = 560.7$ kN m.

Il massimo taglio, in valore assoluto, è pari a $360.6 \times 1.30 \times 1.30 = 609.4$ kN.

11.5 Verifica della sezione del traverso

11.5.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

11.5.1.1 *Determinazione della classe della sezione*

Per la determinazione della classe delle sezioni viene utilizzato il software PRO_CL4 della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

Geometria della sezione

Legenda:

- N_L : numero del lato
 X_i : coordinata X del nodo iniziale
 Y_i : coordinata Y del nodo iniziale
 X_f : coordinata X del nodo finale
 Y_f : coordinata Y del nodo finale
 L : lunghezza del lato
 \cdot : angolo di inclinazione del lato

Lato	X_i [cm]	Y_i [cm]	X_f [cm]	Y_f [cm]	L [cm]	\cdot [°]
1	-15.0000	0.0000	-15.0000	2.0000	2.0000	90.0000
2	-15.0000	2.0000	-0.7500	2.0000	14.2500	0.0000
3	-0.7500	2.0000	-0.7500	78.0000	76.0000	90.0000
4	-0.7500	78.0000	-15.0000	78.0000	14.2500	180.0000
5	-15.0000	78.0000	-15.0000	80.0000	2.0000	90.0000

6	-15.0000	80.0000	15.0000	80.0000	30.0000	0.0000
7	15.0000	80.0000	15.0000	78.0000	2.0000	270.0000
8	15.0000	78.0000	0.7500	78.0000	14.2500	180.0000
9	0.7500	78.0000	0.7500	2.0000	76.0000	270.0000
10	0.7500	2.0000	15.0000	2.0000	14.2500	0.0000
11	15.0000	2.0000	15.0000	0.0000	2.0000	270.0000
12	15.0000	0.0000	-15.0000	0.0000	30.0000	180.0000

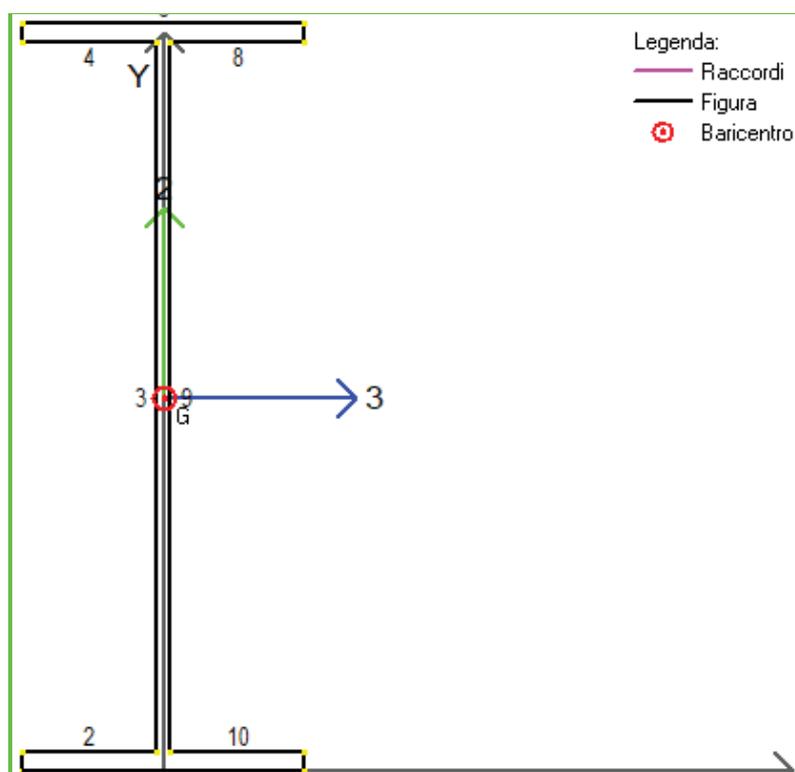


Figura 75 – Geometria della sezione e numerazione lati

Geometria dei tratti

Il software individua in automatico i tratti di sezione che possono instabilizzarsi e che sono necessari per la classificazione della sezione.

Legenda:

N_T : numero del tratto

b : lunghezza del tratto

- b_c : lunghezza di calcolo del tratto
 t : spessore del tratto
 X_G : coordinata X del baricentro del tratto
 Y_G : coordinata Y del baricentro del tratto
 α : angolo d'inclinazione del tratto

N_T	b [cm]	b_c [cm]	t [cm]	X_G [cm]	Y_G [cm]	Posizione	α [°]
1	14.2500	14.2500	2.0000	-7.8750	1.0000	Esterna	0.0000
2	76.0000	76.0000	1.5000	0.0000	40.0000	Interna	90.0000
3	14.2500	14.2500	2.0000	-7.8750	79.0000	Esterna	0.0000
4	14.2500	14.2500	2.0000	7.8750	79.0000	Esterna	0.0000
5	14.2500	14.2500	2.0000	7.8750	1.0000	Esterna	0.0000

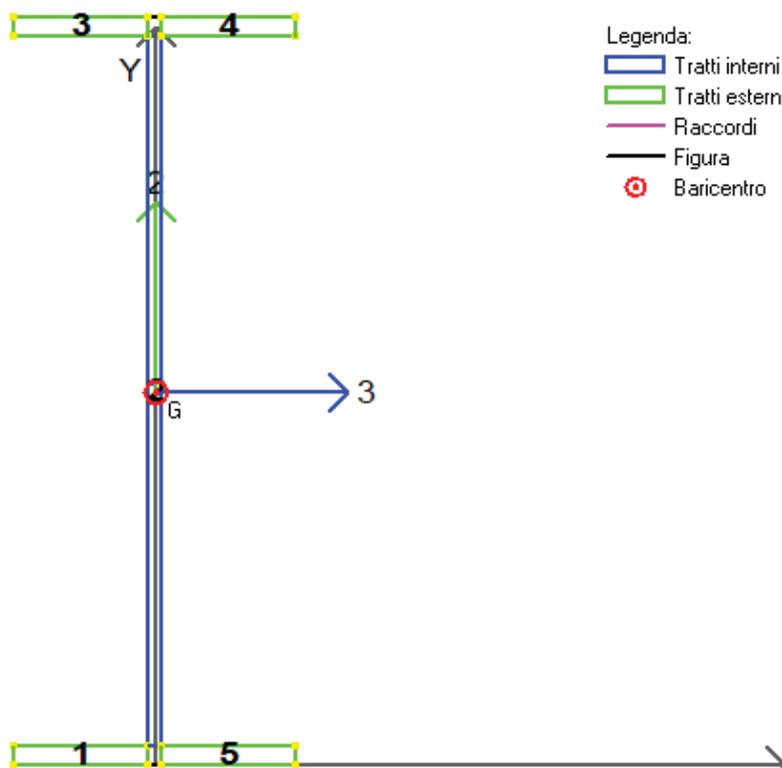


Figura 76 – Geometria dei tratti e loro numerazione

Classificazione sezione

Di seguito vengono mostrate, per ogni combinazione, le caratteristiche della sollecitazione e la classe della sezione, valutata calcolando il limite della classe 3 considerando il regime tensionale effettivo .

CMB	Tipo	N [daN]	V2 [daN]	V3 [daN]	M2 [daN cm]	M3 [daN cm]	T [daN cm]	Classe
1	SLU	0.00	60940.00	0.00	0.00	5607000.00	0.00	1

Tratto	Posizione	b [cm]	t [cm]	b/t	Alfa,3	Alfa,2	Psi,3	Psi,2	K sigma	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 3* [C4.2.1]	Classe
1	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	Interno	76.000	1.500	50.667	-	0.500	-	-1.000	-	58.580	67.530	100.889	195.827	1
3	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	1.000	-	1.000	-	7.323	8.136	11.391	21.824	1
4	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	1.000	-	1.000	-	7.323	8.136	11.391	21.824	1
5	Esterno	14.250	2.000	7.125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Tabella 38 – Report di classificazione tratti

11.5.1.2 Verifiche

Benchè la sezione sia di classe 1, le verifiche, a favore di sicurezza, vengono effettuate in termini tensionali.

VERIFICA DELLE TENSIONI		
M_1	561 kN m	Momento flettente agente sulla sola trave metallica
$\sigma_{a,sup}$	94.46 MPa	Tensione al lembo superiore della trave metallica
$\sigma_{a,inf}$	-94.46 MPa	Tensione al lembo inferiore della trave metallica

Le tensioni sono inferiori ai valori limite per i differenti materiali.

Il taglio agente è pari a 609.4 kN. La sezione è pertanto verificata.

Di seguito viene riportata la verifica degli irrigidimenti, che include le verifiche di instabilità dei pannelli d'anima.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

VERIFICA DELL'IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE (§C4.2.4.1.3.4.1)			
Pannello d'anima	h_w	760 mm	Altezza dell'anima della trave
	t_w	15 mm	Spessore dell'anima della trave
	a	920 mm	Interasse tra gli irrigidimenti trasversali
	k_τ	8.07	Minimo coefficiente di instabilità a taglio del pannello
	η	1.20	Coefficiente
	ε	0.81	Coefficiente
VERIFICATO		coefficiente di sicurezza	= 1.04
Irrigidimento	b_a	150 mm	Larghezza anima dell'irrigidimento
	s_a	15 mm	Spessore dell'anima dell'irrigidimento
	σ_E	74.01 MPa	Tensione critica euleriana
	τ_{cr}	597.26 MPa	Tensione tangenziale critica
	λ	0.59	Rapporto larghezza/spessore dell'irrigidimento
	b_f	0 mm	Larghezza della flangia dell'irrigidimento
	s_f	0 mm	Spessore della flangia dell'irrigidimento
	I_{st}	1953 cm ⁴	Momento di inerzia dell'irrigidimento
VERIFICATO		$I_{st} \geq I_{st,min}$	= 263 cm⁴

11.5.2 Verifica del giunto bullonato

Viene di seguito riportata la verifica di tale giunto per la combinazione dei carichi più sfavorevole, avendo previsto i seguenti bulloni:

- piattabanda superiore 12 bulloni M27
- anima 24 bulloni M27
- piattabanda superiore 12 bulloni M27

A favore di sicurezza, la verifica viene effettuata per le sollecitazioni massime nel traverso e non per quelle effettivamente agenti in corrispondenza del giunto.

La verifica del giunto bullonato viene effettuata con l'ausilio del software Pro_CAD Nodi in acciaio della 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l..

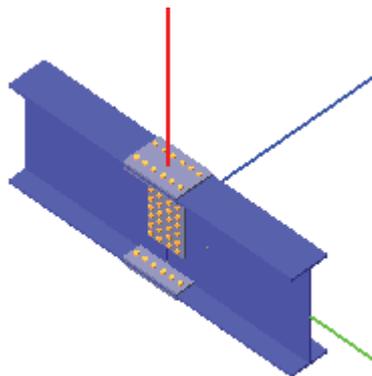


Figura 77 – Giunto bullonato del traverso

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Trave 2

Tipo di profilo: DoppioT 300x800x15x20

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti ala [mm]: 300.0 x 440.0 x 20 (piastra esterna) + 142.50 x 440.0 x 20 (due piastre interne)

Coprigiunti anima [mm]: 430.0 x 300.0 x 15 (due piastre)

Bullonature:Viti cl. 10.9 Dadi 10 o 12 ($f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$)Diametro $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$ Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$ **Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	609400.0	0.0	0.0	0.0	560700000.0	0.0

Calcolo resistenze**Bulloni Ala**

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 196035.4 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	702666.7	259047.6	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
2	702666.7	259047.6	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
3	702666.7	351333.3	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
4	702666.7	351333.3	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
5	518095.3	408000.0	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4
6	518095.3	408000.0	196035.4	816000.0	408000.0	196035.4

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 196035.4 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

146

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5

20125 - Milano

Tel. 02 6787911

email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3

92100 Agrigento

Tel. 0922 421007

email: deltaingegneria@pec.it

1	527000.0	194285.7	194285.7	388571.4	306000.0	196035.4
2	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
3	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
4	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
5	527000.0	194285.7	194285.7	527000.0	263500.0	196035.4
6	527000.0	194285.7	194285.7	388571.4	306000.0	196035.4
7	388571.4	306000.0	196035.4	388571.4	306000.0	196035.4
8	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
9	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
10	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
11	388571.4	306000.0	196035.4	527000.0	263500.0	196035.4
12	388571.4	306000.0	196035.4	388571.4	306000.0	196035.4

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a tagli di progetto in direzione x

$F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a tagli di progetto in direzione y

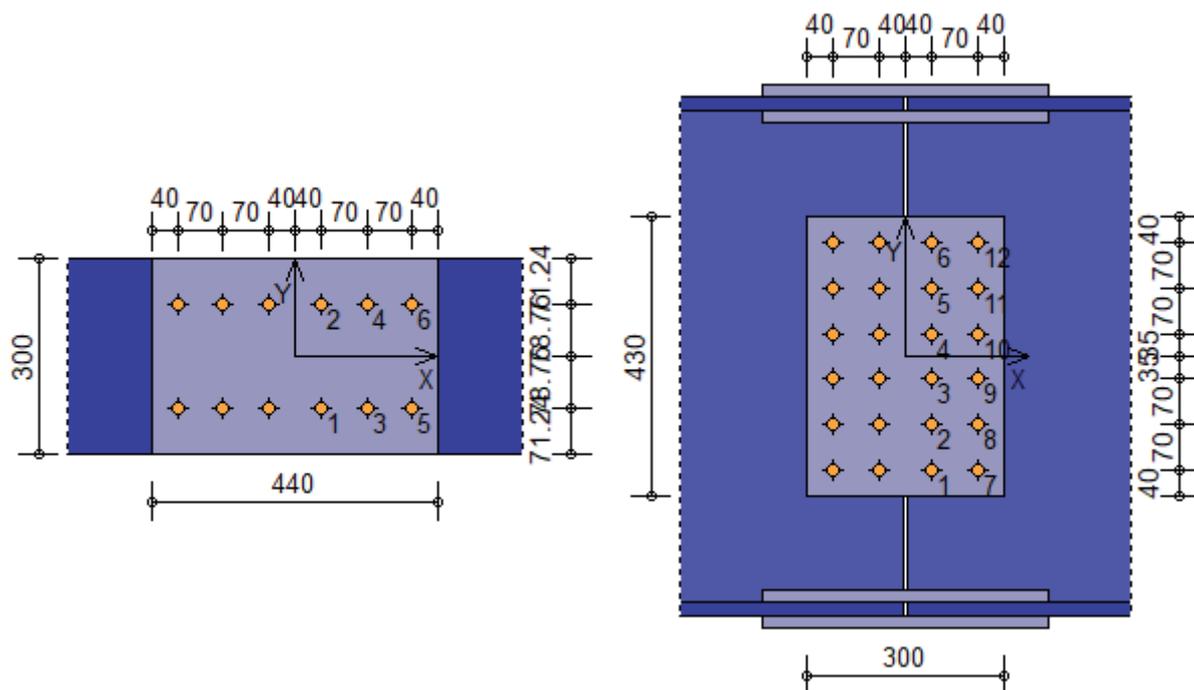


Figura 78 – Disposizione dei bulloni

Verifiche a taglio sui bulloni**Bulloni Ala** (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	40.00	-78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok
2	40.00	78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok
3	110.00	-78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok
4	110.00	78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok
5	180.00	-78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok
6	180.00	78.76	92119.4	196035.4	0.469912	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Ponticello idraulico L=40,0m. Km 138+970 - PO 04 SU S07 - Relazione di calcolo impalcato

147

RTI di progettazione:



Mandatara

Via G.B. Sammartini n°5

20125 - Milano

Tel. 02 6787911

email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3

92100 Agrigento

Tel. 0922 421007

email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	40.00	-175.00	103165.8	194285.7	0.531000	Ok
2	40.00	-105.00	81645.6	196035.4	0.416484	Ok
3	40.00	-35.00	68391.6	196035.4	0.348874	Ok
4	40.00	35.00	68391.6	196035.4	0.348874	Ok
5	40.00	105.00	81645.6	196035.4	0.416484	Ok
6	40.00	175.00	103165.8	194285.7	0.531000	Ok
7	110.00	-175.00	86258.5	196035.4	0.440015	Ok
8	110.00	-105.00	58850.3	196035.4	0.300203	Ok
9	110.00	-35.00	38402.8	196035.4	0.195897	Ok
10	110.00	35.00	38402.8	196035.4	0.195897	Ok
11	110.00	105.00	58850.3	196035.4	0.300203	Ok
12	110.00	175.00	86258.5	196035.4	0.440015	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
 $VER \rightarrow FV \leq 1$

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1894752.0$ N
 Resistenza plastica della piattabanda lorda $N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 2028572.0$ N
 $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 1894752.0 < 2028572.0$

Verifica dei coprigiunti d'alaResistenze

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 3955715.0$ N
 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 3679344.0$ N
 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 3679344.0$ N
 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 3955715.0$ N
 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 2283833.0$ N

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = 552716.4$ N
 $N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.150221$ Ok

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 0.0$ N
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000000$ Ok

Verifica dei coprigiunti d'animaResistenze

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 4361429.0$ N
 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 3348864.0$ N
 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 3348864.0$ N
 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 4361429.0$ N
 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 2518072.0$ N
 Resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 468853600.0$ N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = 0.0$ N
 $N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.000000$ Ok

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 609400.0$ N
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.242011$ Ok

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Progetto Esecutivo

Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 468853600.0 \text{ N mm}$
 Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 609400.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$
 Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 129581200.0 \text{ N mm}$
 $M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.276379 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)
 Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 917445600.0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 560700000.0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.611153 \text{ Ok}$

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

12 VERIFICHE DEI CONTROVENTI

I controventi svolgono la loro funzione esclusivamente in fase costruttiva, prima della presa del getto della soletta; al contrario, nelle fasi successive non si tiene conto del loro contributo, a favore di sicurezza.

Lo schema statico dell'impalcato sul piano orizzontale in fase di getto della soletta è assimilabile ad una trave reticolare con tre correnti (le tre travi longitudinali), collegati da elementi di parete (i traversi) e diagonali (i controventi). Tale trave è soggetta all'azione orizzontale dovuta al vento.

Effettuando una semplificazione, a favore di sicurezza, trascurando sia il contributo dei diagonal compressi che quello della trave longitudinale centrale, lo schema è assimilabile a quello di una trave reticolare tipo Mohniè, avente lunghezza complessiva di 40 m, suddivisa in 8 ripartizioni da 5 m ciascuna, con distanza tra corrente teso e corrente compresso di 5.50 m, analoga a quella della seguente figura:

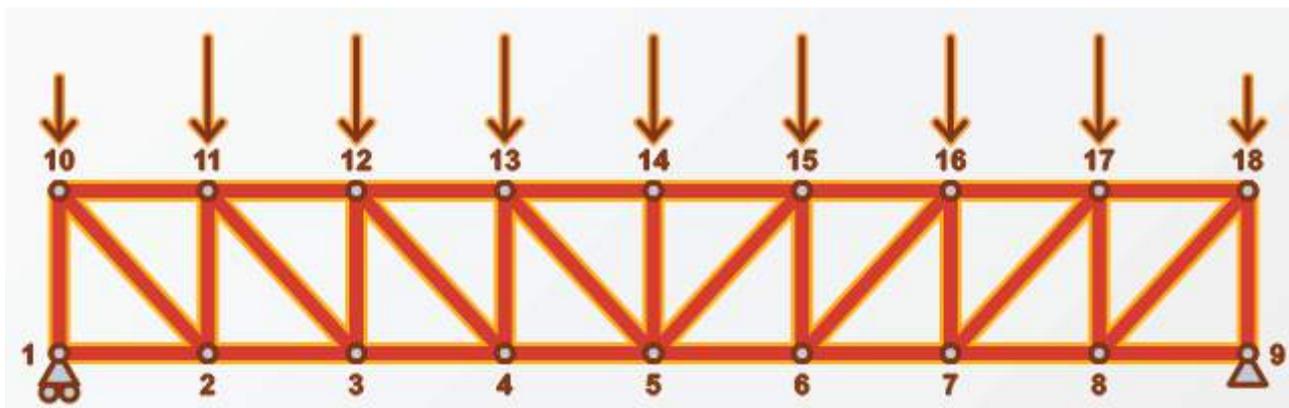


Figura 79 – Schema statico semplificato

L'azione del vento può essere considerata concentrata ai nodi; tenendo conto di una pressione del vento di 1.792 kN/m^2 , di un'altezza di 2.30 m (trave più casseri della soletta) e un'interasse dei nodi di 5 m, le forze concentrate ai nodi sono:

$$F = 1.792 \times 2.30 \times 5 = 20.608 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni sui diversi elementi della travata sono ricavabili utilizzando i metodi della scienza delle costruzioni e sono mostrati nella seguente figura:



Figura 80 – Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Tenendo conto del coefficiente parziale di 1.50 allo SLU, la sollecitazione massima sul diagonale più sollecitato è pari a $97.48 \times 1.50 = 146.22$ kN.

I diagonali sono formati da 2L100x10, con una sezione complessiva di 3840 mm^2 .

La tensione massima è dunque:

$$146200 \text{ N} / 3840 \text{ mm}^2 = 38.08 \text{ MPa} < f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}$$

13 APPOGGI

Le travi sono collegate alle spalle mediante apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato.

Gli apparecchi d'appoggio sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero e sono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da limitata rigidità orizzontale ed elevata rigidità verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti).

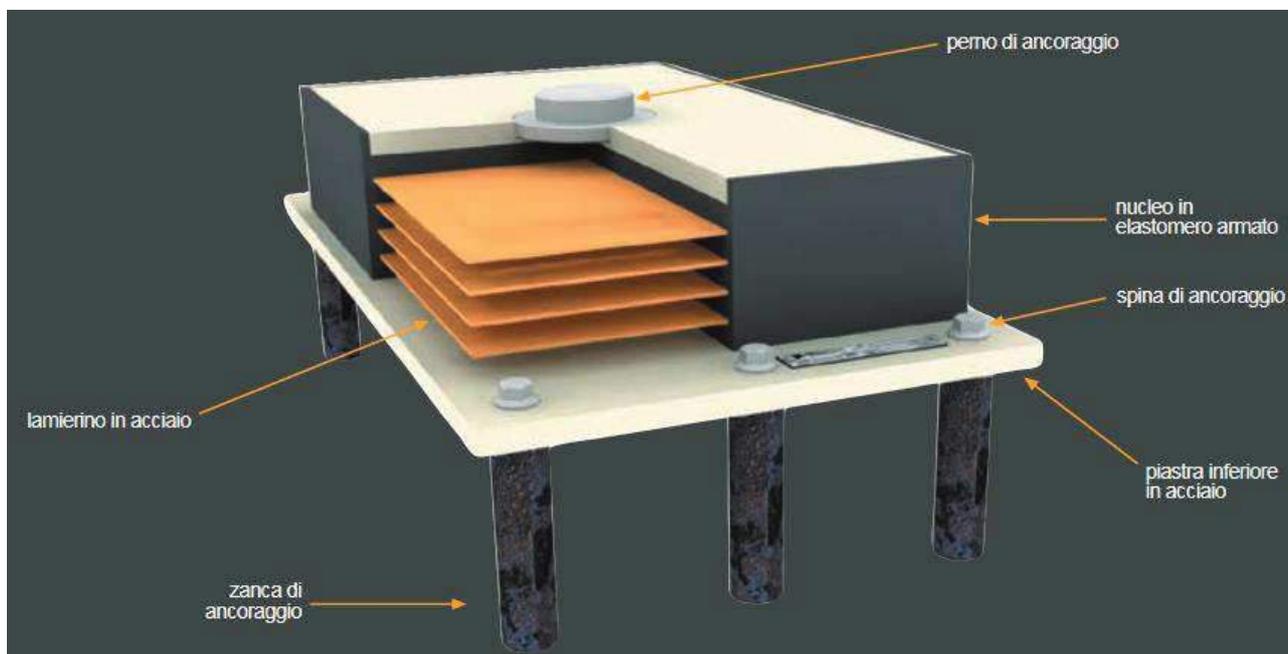


Figura 81 – Apparecchio d'appoggio in elastomero armato

Nel dimensionamento degli appoggi sono state tenute in conto le seguenti ipotesi:

- Massimo carico verticale $F_{zd} = 3250 \text{ kN}$
- Massima forza orizzontale $F_{xy} = 330 \text{ kN}$
- Rigidezza orizzontale $k_o = 6.75 \text{ kN/mm}$
- Massimo spostamento orizzontale $v_{eq} = 48.9 \text{ mm}$

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è eseguito a valle delle analisi statiche e sismiche, in relazione alle azioni trasmesse per effetto dei carichi applicati ed agli spostamenti relativi tra impalcato e le spalle.

Si riportano di seguito gli involuipi delle azioni sugli apparecchi d'appoggio allo SLU in condizioni statiche e sismiche (SLV).

Involuppo comb.	statiche	Frame	StepType	P	V2	V3
		Text	Text	KN	KN	KN
Spalla SP1	Trave sinistra	APP_S1_1	Max	-166	161	177
Spalla SP1	Trave sinistra	APP_S1_1	Min	-1653	-202	-20
Spalla SP1	Trave centrale	APP_S1_2	Max	-415	161	167
Spalla SP1	Trave centrale	APP_S1_2	Min	-1813	-187	-7
Spalla SP1	Trave destra	APP_S1_3	Max	-406	168	174
Spalla SP1	Trave destra	APP_S1_3	Min	-1168	-189	-23
Spalla SP2	Trave sinistra	APP_S2_1	Max	-156	81	24
Spalla SP2	Trave sinistra	APP_S2_1	Min	-1653	-284	-173
Spalla SP2	Trave centrale	APP_S2_2	Max	-405	82	12
Spalla SP2	Trave centrale	APP_S2_2	Min	-1813	-268	-163
Spalla SP2	Trave destra	APP_S2_3	Max	-394	89	27
Spalla SP2	Trave destra	APP_S2_3	Min	-1168	-270	-170

Tabella 39 – Azioni sugli appoggi allo SLU, combinazioni statiche

Involuppo comb.	sismiche	Frame	StepType	P	V2	V3
		Text	Text	KN	KN	KN
Spalla SP1	Trave sinistra	APP_S1_1	Max	-14.908	44.805	29.63
Spalla SP1	Trave sinistra	APP_S1_1	Min	-433.14	-106.137	-28.63
Spalla SP1	Trave centrale	APP_S1_2	Max	-17.396	45.554	23.577
Spalla SP1	Trave centrale	APP_S1_2	Min	-519.182	-107.084	-23.577
Spalla SP1	Trave destra	APP_S1_3	Max	-14.908	44.805	28.63
Spalla SP1	Trave destra	APP_S1_3	Min	-433.14	-106.137	-29.63
Spalla SP2	Trave sinistra	APP_S2_1	Max	-15.043	44.805	28.63
Spalla SP2	Trave sinistra	APP_S2_1	Min	-433.14	-107.392	-29.629
Spalla SP2	Trave centrale	APP_S2_2	Max	-17.396	45.554	23.577
Spalla SP2	Trave centrale	APP_S2_2	Min	-519.288	-108.338	-23.577
Spalla SP2	Trave destra	APP_S2_3	Max	-15.043	44.805	29.629
Spalla SP2	Trave destra	APP_S2_3	Min	-433.14	-107.392	-28.63

Tabella 40 – Azioni sugli appoggi allo SLU, combinazioni sismiche (SLV)

I massimi scorrimenti allo SLU sono riportati nella seguente tabella:

Spalla	Trave	Comb. SLU statiche		Comb. sismiche SLV	
		Δ_L (mm)	Δ_T (mm)	Δ_L (mm)	Δ_T (mm)
SP1	Sinistra	30	26	16	4
SP1	Centrale	28	25	16	4
SP1	Destra	28	26	16	4
SP2	Sinistra	42	26	16	4
SP2	Centrale	40	24	16	4
SP2	Destra	40	25	16	4

Tabella 41 – Massimi scorrimenti degli appoggi allo SLU

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

14 VARCHI E GIUNTI

A partire dal modello agli elementi finiti si valutano i massimi scostamenti tra impalcato e la spalla in condizione statica e sismica.

Il varco previsto tra soletta dell'impalcato e mensola porta giunto viene calcolato tenendo in conto i contributi di spostamento in avvicinamento valutati allo SLU. Il massimo avvicinamento allo SLU è pari a 72 mm.

Alla stessa maniera, tenendo in conto sia i contributi in avvicinamento che in allontanamento, si valuta l'escursione complessiva dei giunti in combinazione allo SLU, pari a

$$2 \times 72 = 144 \text{ mm}$$

Lo scorrimento trasversale massimo allo SLU è pari a 27 mm.

In corrispondenza delle spalle è, dunque, previsto un giunto di dilatazione in gomma armata con capacità di escursione longitudinale superiore a 144 mm (± 72 mm) e trasversale superiore a 54 mm (± 27 mm), con un varco non inferiore a 72 mm oltre il minimo varco previsto dal montaggio del giunto.

RTI di progettazione:**Mandataria**

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

**Mandante**

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it