

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

DG 54/17 LOTTO 1

COD. UC165

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UC167

GRUPPO DI PROGETTAZIONE: R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco Braga

GEOLOGO:

Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI**

Cavalcavia su A2 CV.01

Relazione di calcolo - Impalcato in acciaio

CODICE PROGETTO

PROGETTO

D	P	U	C	0	1	6	5
D	P	U	C	0	1	6	7

LIV. PROG. N. PROG.

D

21

NOME FILE

T00CV01STRRE05A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB.

T00CV01STRRE05

A

A

EMISSIONE

Settembre 2022

Lucci

Orsini

Braga

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**UC165 – UC167 AUTOSTRADA A2 “MEDITERRANEA”
COLLEGAMENTO GATE SUD PORTO GIOIA TAURO CON AUTOSTRADA A2
LOTTI 1 E 2**

**CAVALCAVIA SU A2
RELAZIONE DI CALCOLO - IMPALCATO IN ACCIAIO**

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera.....	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3	UNITA' DI MISURA.....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	10
4.1	Calcestruzzo	10
4.2	Acciaio	10
4.2.1	Acciaio per cemento armato	10
4.2.2	Acciaio carpenteria metallica	11
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI	14
7.1	Carichi di 1 ^a fase.....	14
7.1.1	Peso proprio (G1) delle parti in acciaio	14
7.1.2	Peso proprio (G1) della soletta	15
7.1.3	Peso proprio (G1) dei cordoli	15
7.2	Permanenti portati.....	16
7.3.1	Azioni variabili da traffico: carichi verticali.....	17
7.3.2	Schema di carico 1	17
7.3.3	Schema di carico 2	19
7.3.4	Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3).....	19
7.3.5	Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4).....	19
7.3.6	Azione del vento	19
7.3.7	Effetti termici	22
7.3.8	Viscosità	23
7.3.9	Ritiro	24
7.3.10	Azione sismica	25
7.3.11	Distorsioni e deformazioni impresse	26
7.3.12	Urto da veicolo in svio.....	26
8	GRUPPO DI AZIONI	27
9	COMBINAZIONI DI CARICO	27
9.1	Combinazioni impalcato.....	28
9.2	Combinazioni verifiche locali soletta	30
10	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	33
10.1	Valutazione della larghezza collaborante.....	33
10.2	Caratteristiche meccaniche delle travi	35
10.2.1	Parametri in 1a fase.....	36
10.2.2	Parametri in 2a fase - To	37
10.2.3	Parametri in 2a fase – Too.....	39
10.2.4	Parametri in 2a fase – SNR To	40
10.2.5	Parametri in 2a fase – SNR Too	41
10.3	Caratteristiche meccaniche dei trasversi	42
10.3.1	Parametri in 1a fase.....	42

10.3.2	Parametri in 2a fase - Too	44
10.3.3	Parametri in 2a fase - To	46
11	MODELLI DI CALCOLO	48
11.1	Modello per verifiche globali	48
11.2	Modello trasversale della soletta.....	53
11.2.1	Azioni per il modello trasversale	53
12	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI	59
12.1	Travi: verifica di resistenza allo SLU	59
12.2	Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale	64
12.3	Soletta: verifica a fessurazione	65
12.4	Riepilogo tensioni agenti sulla trave allo SLU	68
12.5	Verifiche allo stato limite di fatica	68
12.6	Verifica di deformabilità.....	73
13	SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE	74
13.1.1	Verifiche a pressoflessione sezione corrente.....	74
13.1.2	Verifiche a pressoflessione sezione giunto	78
13.1.3	Verifica a taglio sezione corrente	80
13.1.4	Verifica a taglio sezione giunto	80
13.1.5	Stato limite di esercizio – Fessurazione sezione corrente	81
13.1.6	Stato limite di esercizio – Fessurazione sezione giunto.....	82
13.1.7	Verifica delle tensioni di esercizio	83
14	SCARICHI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI	87
15	VARCO STRUTTURALE ED ESCURSIONE GIUNTI	92

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento dell'impalcato del cavalcavia su A2 CV.01 relativo al progetto del collegamento tra il Porto Gioia Tauro Gate Sud e l'autostrada A2 stessa.

1.1 Descrizione dell'opera

L'opera prevede la realizzazione del nuovo cavalcavia CV.01 il quale consente l'uscita e l'immissione sull'autostrada A2. La nuova struttura parte dalla progressiva 0+003.88km (asse appoggi spalla A) fino alla progressiva 0+113.88km (asse appoggi spalla B).

Planimetricamente il viadotto è in rettilineo.

Le sottostrutture sono costituite dalle due spalle e da due pile a lama.

L'impalcato è costituito da una struttura mista acciaio-calcestruzzo di lunghezza complessiva pari a 111.5m (110,0m distanza tra assi appoggi spalle + retro-trovai alle due estremità di lunghezza pari a 0.55m), suddivisa in tre campate di luce pari rispettivamente a 35.0m – 50.0m – 35.0m.

La generica campata si compone di tre travi longitudinali in acciaio con sezione a “doppio T”, realizzate mediante composizione di lamiera per saldatura. L'altezza delle travi è pari a 2400mm nella campata centrale, mentre risulta variabile da un massimo di 2400mm ad un minimo di 1400mm nelle campate laterali, l'interasse tra le travi è di 3.50 m.

Le travi in acciaio sono tra loro collegate per mezzo di una soletta superiore in cemento armato realizzata con getto in opera mediante l'impiego di predalles autoportanti poggiate sulle travi stesse, avente spessore variabile ed in particolare crescente dalla zona di bordo, dove al netto del cordolo l'altezza della soletta+predalles è pari a 25cm (20cm + 5cm), fino ad un massimo di circa 36cm (31cm + 5cm). Questa ha una larghezza complessiva, esterno-esterno, di 10.40m con cordoli esterni di larghezza pari 0.70m su cui è installato il sicurviva. La soletta presenta sbalzi laterali di luce pari a 1.70m, misurata a partire dall'asse delle travi esterne.

La solidarizzazione tra la struttura metallica e la soletta in cemento armato è assicurata da un opportuno numero di connettori tipo Nelson saldati all'ala superiore di ciascuna delle 3 travi metalliche

L'impalcato è completato da traversi intermedi posti ad un interasse di 5,0m realizzati da profili composti saldati a “doppio T”. Sia in corrispondenza delle pile, che per i traversi intermedi la soluzione adottata prevede che le travi in acciaio non siano solidarizzate alla soletta, per contro in corrispondenza delle due spalle la collaborazione tra trasverso e soletta è garantita per mezzo di pioli di tipo Nelson. Sia in corrispondenza dei traversi che tra questi, si prevedono sulle travi longitudinali degli irrigidimenti intermedi aventi pertanto un passo di 2.5m.

La struttura è dotata, inoltre, di controventi orizzontali di montaggio, situati in corrispondenza delle piattabande superiori e inferiori delle travi per evitare fenomeni di instabilità durante il posizionamento della trave ed il getto della soletta di completamento.

Le dimensioni degli elementi strutturali in acciaio costituenti l'impalcato sono sintetizzate nella successiva tabella:

Travi:

L CONCIO [mm]	1830		1850				1250			1850			1830
SEZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
Ssup [mm]	30	40	40	40	30	30	30	40	40	40	30		
Bsup [mm]	600	600	600/800	800	800	800	800	800	600/800	600	600		

Sinf [mm]	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Binf [mm]	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
Sp [mm]	no	no	no	no	no	20	no	no	no	no	no
Bp [mm]	no	no	no	no	no	800	no	no	no	no	no
Sa [mm]	15	15	15	15.00	15	15	15	15	15	15	15
Htot [mm]	1400	1400	1400/2400	2400	2400	2400	2400	2400	1400/2400	1400	1400

Htot: altezza trave; t: spessore anima; Bsup/inf, Ssup/inf: larghezza e spessore delle piattabande superiori e inferiori; Bp, Sp: larghezza e spessore del piatto di rinforzo inferiore (saldato alla piattabanda inferiore).

Controventi di piano di montaggio:

superiori: L100x100x8

inferiori: L100x100x8

Traversi su spalle:

sezione a doppio T connessa con la soletta

H=1200mm, sp anima = 15mm, Piattabanda sup: 500mmx20mm, Piattabanda inf: 500mmx20mm

Traversi su pile:

sezione a doppio T con la soletta

H=1700mm, sp anima = 15mm, Piattabanda sup: 500mmx20mm, Piattabanda inf: 500mmx20mm

Traversi correnti:

sezione a doppio T

H=700mm, sp anima = 15mm, Piattabanda sup: 500mmx20mm, Piattabanda inf: 500mmx20mm

Si riportano di seguito il profilo longitudinale dell'opera e la sezione trasversale dell'impalcato.

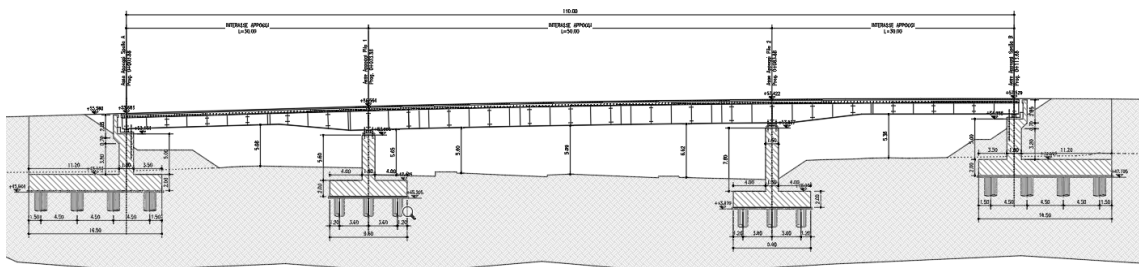


Figura 1 – Profilo longitudinale dell'opera

Gli appoggi dell'impalcato sono costituiti da isolatori in elastomero armato in numero totale di dodici, sei sulle due spalle e sei sulle due pile. Tali dispositivi hanno un comportamento viscoelastico con caratteristiche di rigidità e smorzamento che variano al variare del livello di deformazione a taglio a cui sono sottoposti.

SEZIONE IMPALCATO
 SCALA 1:50
 MEZZERIA CAMPATE LATERALI L=30m

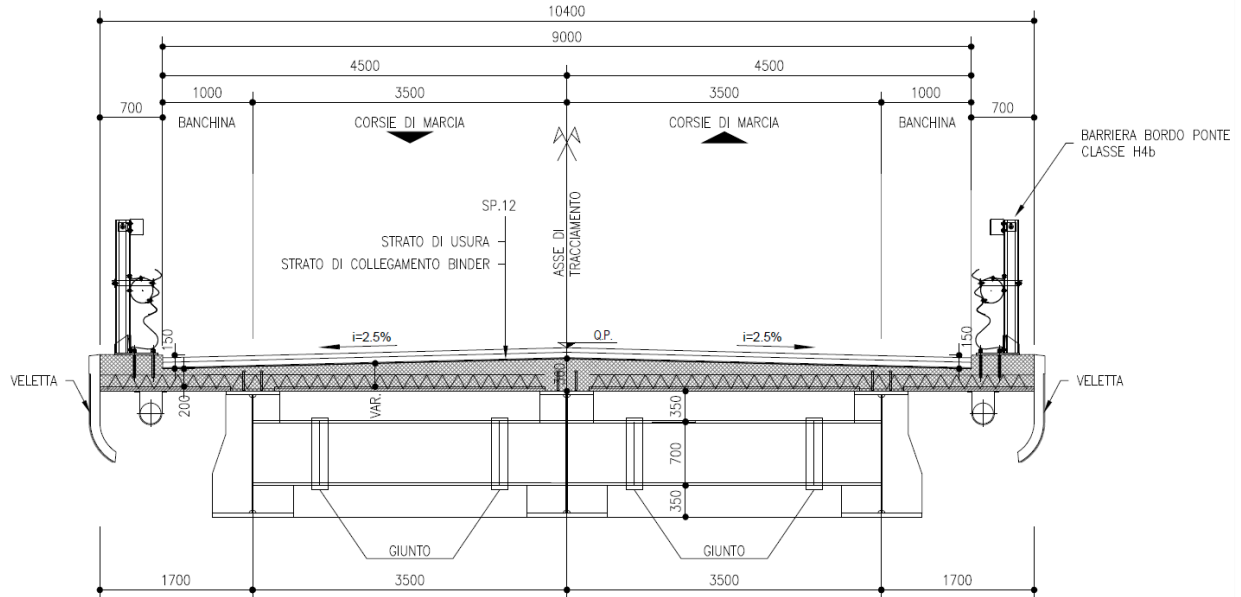


Figura 2 – Sezione trasversale campate laterali impalcato

Nella fattispecie sono stati adottati dispositivi caratterizzati da gomma a mescola dura (“H”) e normale (“N”) i primi disposti sulle pile e i secondi sulle spalle. Nella successiva tabella vengono riepilogate le caratteristiche adottate per tali dispositivi in progetto, ossia modulo di rigidezza a taglio (**G**), smorzamento equivalente (ζ_{eq}), Rigidezza orizzontale equivalente (**Kh,eq**), rigidezza verticale (**Kv,iso**), Carico verticale massimo allo SLU (**F_{v,rd}**), Carico verticale massimo allo SLC (**V_{rd}**) e spostamento limite di progetto (d2r).

Elemento	Nome Isolatore	G (γ=1)	ζ _{eq} (γ=1)	Kh,eq	Kv,iso	F _{v,rd}	V _{rd}	d2r
[-]	[-]	[MPa]	[%]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]
Pila	SI-H700/180	1.4	15	2.99	1871	11370.0	4310.0	350
Spalla	SI-N700/200	0.8	15	1.54	1309	9650.0	2490.0	400

Il dispositivo previsto sulla pila ha diametro dell’elastomero di 700 mm e uno spessore totale di gomma pari a 180mm, per la spalla tali grandezze sono rispettivamente pari a 700mm e 200mm.

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- 1) D.M. 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni” con la relativa circolare applicativa del 21 Gennaio 2019 n. 7 - “Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- 2) Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- 3) UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 4) UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - “Azioni sulle strutture - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 5) UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 6) UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 7) UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - “Carichi da traffico sui ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 8) UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 9) UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - “Progettazione geotecnica - Regole generali” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 10) UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 11) UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 12) UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- 13) UNI EN 206:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”; • UNI 11104:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206”;
- 14) UNI EN 10080:2005 - “Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità”.

Nell’ambito della ricostruzione dello stato di fatto si fa inoltre riferimento ai seguenti documenti normativi vigenti all’epoca della progettazione delle opere esistenti:

- 15) Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;
- 16) Opere in C.A., C.A.P. e metalliche: L.5.11.71 n. 1086; D.M. 27.7.85;

- 17) Appoggi: Norme C.N.R. 10018/85 del 18.4.85;
18) Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell’11.11.80 Min. LL. PP.
Sono infine state recepite le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS:

19) Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture:

- Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
- Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
- Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
- Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
- Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
- Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
- Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
- Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 UNITA' DI MISURA

Salvo diverse specificazioni, le unità di misura correntemente utilizzate, in conformità al sistema degli eurocodici ed al D.P.R. n. 802 del 12 agosto 1982 e s.m.i., sono:

- forze e carichi: [kN], [kN/m], [kN/m²];
- massa specifica: [kg/m³];
- peso specifico: [kN/m³];
- tensioni e resistenze: [kN/cm²], [N/mm²], [kPa], [MPa];
- momenti: [kN m].

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 Calcestruzzo

Soletta: Classe C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,50$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XC3+XS1

- Copriferro = 40 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

Cordoli: Classe C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,45$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XD3+XF4

Copriferro = 50 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

Predalle: Classe C40/50

$R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 41,50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 23,52 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,59 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,45$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XC4

Copriferro = 35 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio

B450C

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 Acciaio carpenteria metallica

Acciaio	S355
Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per la caratterizzazione geotecnica del tracciato, ed in particolare dell'opera in esame, si rimanda alla relazione geotecnica generale T00GE00GETRE01A.

Si precisa, che dal punto di vista della definizione dell'azione sismica l'infrastruttura in oggetto ricade su suolo di categoria **B**, tuttavia, come richiesto nell'articolo 5 “Effetti di sito” del Regolamento della regione Calabria, per il sito è stato condotto uno studio di **Risposta Sismica Locale (RSL)**. Per maggiori chiarimenti si rimanda al documento T00CV01STRRE01.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del 1), da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale V_N	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso C_U	= 2.0;
Periodo di riferimento V_R	= 100 anni;
$T_{R,SLV}$	= 949 anni;
$T_{R,SLC}$	= 1950 anni.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Carichi di 1^a fase

7.1.1 Peso proprio (G1) delle parti in acciaio

Sono state definite 11 sezioni tipo della trave così come indicate al § 1.

Gli spessori della carpenteria metallica e il peso a trave per metro di impalcato sono riportati nella seguente tabella:

SEZIONE	Ssup [mm]	Bsup [mm]	Sinf [mm]	Binf [mm]	Sp [mm]	Bp [mm]	Sa [mm]	H [mm]	A [mm ²]	L [mm]	γ [kN/m ³]	P [kN]
1	30	600	40	900	no	no	15	1400	73950	18300	78.6	106.37
2	40	600	40	900	no	no	15	1400	79800	1125	78.6	7.06
3	40	600/800	40	900	no	no	15	1400/2400	91300	8852	78.6	63.52
4	40	800	40	900	no	no	15.00	2400	102800	8523	78.6	68.87
5	30	800	40	900	no	no	15	2400	94950	12500	78.6	93.29
6	30	800	40	900	20	800	15	2400	94950	12500	78.6	93.29
7	30	800	40	900	no	no	15	2400	94950	12500	78.6	93.29
8	40	800	40	900	no	no	15	2400	102800	8523	78.6	68.87
9	40	600/800	40	900	no	no	15	1400/2400	91300	8852	78.6	63.52
10	40	600	40	900	no	no	15	1400	79800	1125	78.6	7.06
11	30	600	40	900	no	no	15	1400	73950	18300	78.6	106.37

Il peso complessivo della carpenteria metallica è pari a:

TOT trave esterna	771.50	[kN]
TOT trave interna	771.50	[kN]
TOT (3 travi)	2314.50	[kN]

Per i traversi si può far riferimento a quanto riportato nel seguito:

TRAVERSI	Htot [mm]	Bsup [mm]	Ssup [mm]	Binf [mm]	Sinf [mm]	Sa [mm]	A [mm ²]	γ [kN/m ³]	P [kN/m]
SPALLA	1200	500	20	500	20	15	37400	78.6	2.94
PILA	1700	500	20	500	20	15	44900	78.6	3.53
VAR1	700	500	20	500	20	15	29900	78.6	2.35
VAR2	1400	500	20	500	20	15	40400	78.6	3.15
CAMPATA h1400	700	500	20	500	20	15	29900	78.6	2.35
CAMPATA h2400	1700	500	20	500	20	15	44900	78.6	3.53

7.1.2 Peso proprio (G1) della soletta

Nella seguente tabella si riporta il carico al metro lineare agente su ogni trave.

G1_SOLETTA	h_{MEDIA} [mm]	L [mm]	L_{PREDALLE} [mm]	h_{PREDALLE} [mm]	γ [kN/m ³]	P [kN/m]
TRAVE SX	235	3450	2750	50	25	23.71
TRAVE CENTRALE	315	3500	2800	50	25	31.06
TRAVE DX	235	3450	2750	50	25	23.71

Il peso complessivo della soletta è pari a:

TOT trave esterna SX	2633.8	[kN]
TOT una trave interna	3451.1	[kN]
TOT trave esterna DX	2633.8	[kN]
TOT (3 travi)	8718.7	[kN]

7.1.3 Peso proprio (G1) dei cordoli

G1_CORDOLI	h_{MEDIA} [mm]	L [mm]	γ [kN/m ³]	e [mm]	P [kN/m]	m [kNm/m]
TRAVE SX	150	700	25	1350	2.63	3.54
TRAVE DX	150	700	25	1350	2.63	3.54

Il peso totale di carpenteria metallica e soletta per tutto l'impalcato è pari a circa 12105.35 kN.

7.2 Permanenti portati

TRAVI ESTERNE

Sono stati considerati i seguenti contributi:
 lunghezza

Peso per unità di

longitudinale
 dell'impalcato

- Pavimentazione	$2.75\text{m} \times 0.12\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3$	=	7.26 kN/m
- Sicurvia	$1 \times 1.5 \text{ kN/m}$	=	1.5 kN/m
- Veletta + impianti	4.5 kN/m	=	4.50 kN/m
		=	13.26 kN/m

TRAVI INTERNE

Sono stati considerati i seguenti contributi:
 lunghezza

Peso per unità di

longitudinale
 dell'impalcato

- Pavimentazione	$3.50\text{m} \times 0.12\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3$	=	9.24 kN/m
------------------	---	---	-----------

Il peso complessivo dei permanenti portati è pari a:

TOT trave esterna 1	1473.2	[kN]
TOT trave interna	1026.6	[kN]
TOT trave esterna 2	1473.2	[kN]
TOT (3 travi)	3972.6	[kN]

7.3 Carichi variabili

7.3.1 Azioni variabili da traffico: carichi verticali

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico come descritto nel seguito.

7.3.2 Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- Corsia 1: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 1: carico distribuito q_{ik} di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata;
- Corsia 2: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 200 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 2: carico distribuito q_{ik} di 2.5 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata;
- Corsia 3: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 100 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 3: carico distribuito q_{ik} di 2.5 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.

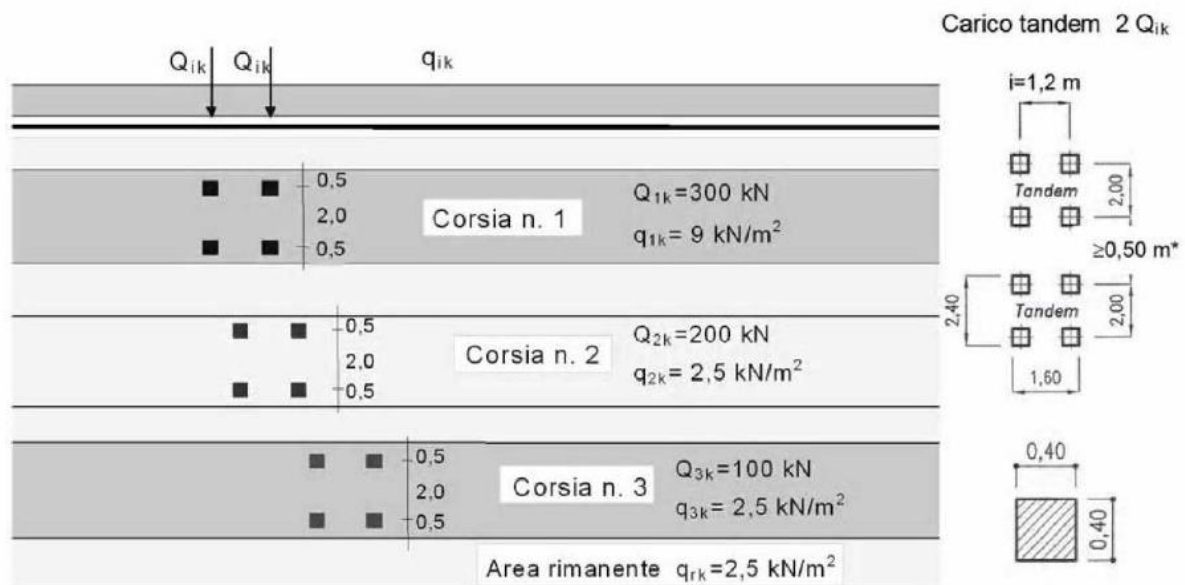
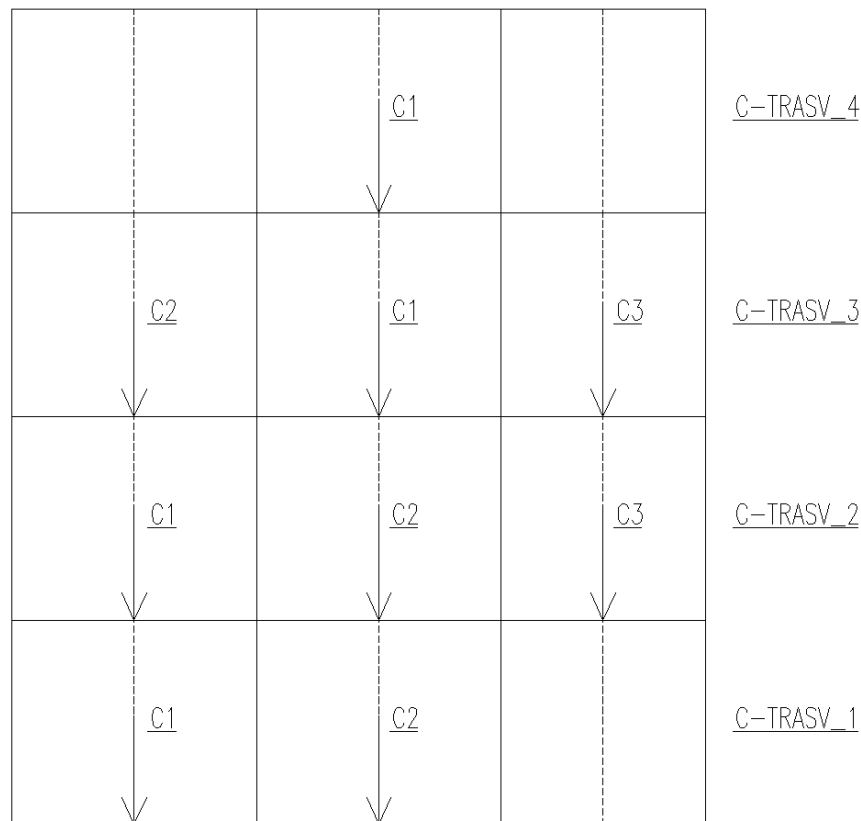


Figura 3 - Schemi di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico;

Al fine di valutare i massimi effetti sono state considerate 4 configurazioni trasversali di carico di seguito riportate.



La ripartizione dei carichi tra le travi è stata effettuata nel seguente modo:

Considerando due travi generiche i e j limitrofe ad un carico F (sia concentrato che per la risultante del distribuito), dette di e dj le rispettive distanze dal carico dalle suddette travi, i carichi Fi ed Fj sulle travi sono pari a:

$$F_i = F \times d_j / (d_i + d_j) \quad F_j = F \times d_i / (d_i + d_j)$$

Si riporta di seguito il calcolo delle distanze e dei coefficienti di ripartizione dei carichi sulle tre travi, per ogni corsia di carico considerata nel calcolo:

		TR_S trave 1	TR_C trave 2	TR_D trave 3
Carico qk; Qk Lane1	di	0.5	3	
	Fi	0.86	0.14	
Carico qk; Qk Lane2	di		0	
	Fi		1.00	
Carico qk; Qk Lane3	di		3	0.5
	Fi		0.14	0.86

I carichi, nel modello di calcolo, sono stati applicati tramite “Moving Load” attribuendo ad ogni trave una “lane” su cui viaggia il carico, in accordo con le ripartizioni precedentemente riportate.

7.3.3 Schema di carico 2

Per le verifiche locali della soletta è stato anche considerato lo schema di varico 2 di cui al § 5.1.3.3.5 del DM 17.1.2018.

7.3.4 Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulle tre travi. Pertanto su ogni trave si ha una forza e una coppia distribuita. Essendo l'impalcato a sezione variabile, si ha:

	Q1k	q1k	w	L	travi	q3	ecc.	m_q3	Fx	My
frenamento	[kN]	[kN/m ²]	[m]	[m]		[kN]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
sez h1400	300	9	3	111.1	3	659.97	1.59	1049.35	1.98	3.15
sez h2400	300	9	3	111.1	3	659.97	2.26	1491.53	1.98	4.48
sez hvar	300	9	3	111.1	3	659.97	1.93	1270.44	1.98	3.81

7.3.5 Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4)

Essendo l'asse del ponte in rettilineo la presente azione risulta nulla.

7.3.6 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

-) definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
-) definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
-) definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento;

C_e = coefficiente di esposizione;


C_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

C_d = coefficiente dinamico.

Zona: 4

Come da §5.1.3.7 del DM 17.1.2018 si è tenuto conto del transito dei carichi sul ponte per cui la superficie esposta al vento risulta assimilabile ad una parete verticale di altezza pari a 3m a partire dal piano stradale



	ZONE 1,2,3,4,5					
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

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

Coefficiente di pressione:

Il coefficiente di pressione c_p viene calcolato secondo il punto C.3.3.8.6.1 della circolare 21/1/2019.

Essendo le travi ad anima piena $\varphi = 1$ si ha:

$$c_p = 2.4 - 1 = 1.4.$$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu_{\text{segnato}} = 1 - 1.2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu_{\text{segnato}} = 0.2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

Definizione della categoria di esposizione

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	4	-
Vb,0	28	m/s
ao	500	m
ks	0.36	adim
As	29	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	28.00	m/s
Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m ²

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	II	-
Kr	0.19	
Z0	0.05	m
Zmin	4	m
Z dal terreno	13.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.52	adim
Cd	1.00	adim
D/h	2.50 (Campate laterali)	-
D/h	1.45 (Campata centrale)	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	interpolazione lineare	-
μ segnato	0.20	

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1732.25	N/m ²
P (trave isolata)	1.73	KN/m ²

Vento a ponte carico

Come da §5.1.3.7 del DM 17.1.2018 si è tenuto conto del transito dei carichi sul ponte per cui la superficie esposta al vento risulta assimilabile ad una parete verticale di altezza pari a 3m a partire dal piano stradale.

Di seguito, considerando l'altezza delle travi, si riporta il calcolo della pressione laterale al baricentro delle travi e il relativo momento torcente calcolato considerando la distanza tra baricentro della trave e punto di applicazione della risultante delle pressioni laterali:

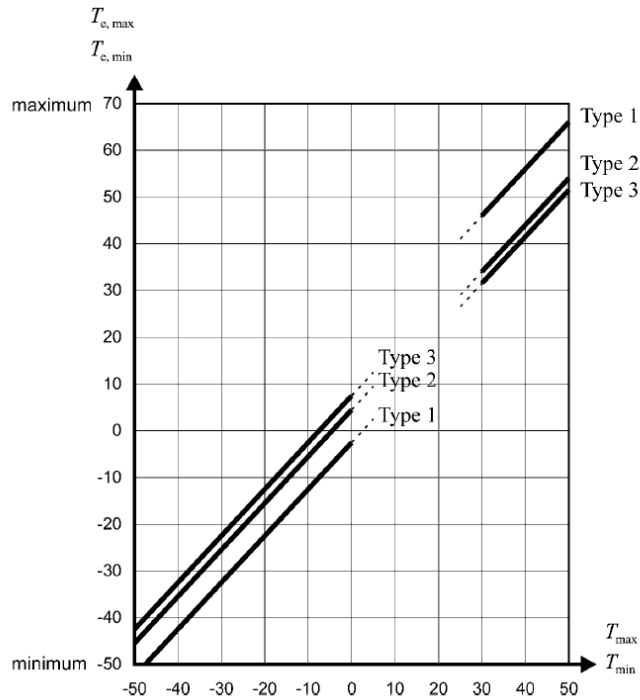
Posizione trave	H1400		H2400	
	Fy	Mx	Fy	Mx
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Prima trave	7.82	12.20	9.55	14.90
Trave central	1.04	1.63	1.91	2.98
Trave esterna	0.13	0.217	0.382	0.596

L'azione orizzontale del vento agente sulla pila è di 2.65kN/m.

7.3.7 Effetti termici

In accordo con quanto riportato nella UNI EN 1991-1-5:2004 di seguito si riporta il calcolo della variazione termica uniforme sull'impalcato a partire dalla temperatura all'ombra dell'aria. Per la definizione della temperatura dell'aria esterna si è fatto riferimento a quanto riportato al §3.5.2 del DM 17.1.2018 per una “ZonaIV”:

<i>as</i>	29.00	m
<i>Tmax</i>	41.9	°C
<i>Tmin</i>	-2.3	°C
<i>Retta tipo</i>	Type 2	-
<i>Temax</i>	45.0	°C
<i>Temin</i>	2.0	°C
<i>T0</i>	20.0	°C
$\Delta T +$	+25.0	°C espansione
$\Delta T -$	-18.0	°C compressione



Inoltre ai fini del calcolo coerentemente a quanto riportato nella UNI EN 1991-1-5:2004 è stata considerata una variazione termica lineare sull'altezza della sezione. Di seguito si riportano le variazioni di temperatura ad estradosso soletta assumendo pari a zero il corrispondente valore ad intradosso trave in acciaio.

$dt+_{lineare} H140$	9.06	°C/m
$dt-_{lineare} H140$	-10.87	°C/m
$dt+_{lineare} HVAR$	7.35	°C/m
$dt-_{lineare} HVAR$	-8.82	°C/m
$dt+_{lineare} H240$	5.65	°C/m
$dt-_{lineare} H240$	-6.78	°C/m

7.3.8 Viscosità

Per tener conto della viscosità si ha:

U.R. = 75%

$t_0 = 28$ giorni

$h_0 = 2 A_c / u = 0.51$ m

$A_c = 2.879$ m²

$u = 11.29$ m

$\varphi (\infty - t_0) = 1.42$

$E_c = 34625$ MPa

$E_a = 210000$ MPa

$E_{c-viscoso} = E_c / (1 + \varphi) = 12853$ MPa

$\eta_0 = E_a / E_c = 6.06$

umidità relativa;

età del CLS a partire dalla quale si ha viscosità;

dimensione fittizia;

area conglomerato;

perimetro CLS a contatto con l'atmosfera;

coefficiente di viscosità finale;

modulo di elasticità del calcestruzzo $R_{ck} = 45$ MPa;

modulo di elasticità dell'acciaio;

modulo di elasticità del calcestruzzo a tempo t_{00} ;

coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_0

$$n_{oo} = E_a / E_{c\text{-viscoso}} = 16.3$$

coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_{oo} .

Nella relazione, da ora in poi, si adotterà la dizione “a tempo t_o o a tempo t_{oo} ” intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o $E_{c\text{-viscoso}}$ o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente n_o o n_{oo} .

7.3.9 Ritiro

Il ritiro genera un accorciamento della soletta, che è però contrastato dalla presenza dei connettori. La soletta risulta quindi soggetta ad uno sforzo normale di trazione per accorciamento impedito, che vale:

$$N_{rit} = - E_{cls} \times \epsilon_{cs} \times A_{cls}$$

in cui:

$$E_{cls} =$$

modulo elastico del CLS (t_{oo});

$$A_{cls} = h_{sol} \times L_{trav\ sol}$$

area del CLS;

$$\epsilon_{cd,too} = 0.000291$$

valore medio del ritiro da essiccamento a tempo infinito

$$\epsilon_{ca,too} = 0.0000684$$

valore medio del ritiro autogeno a tempo infinito

$$\epsilon_{cs,too} = 0.000333$$

valore medio del ritiro a tempo infinito

dove:

- $\epsilon_{cd,too} = k_h \times \epsilon_{c0}$ valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento (§ 11.2.10.6 DM 17.1.2018)
- $\epsilon_{c0} = 2.85E-4$ deformazione da ritiro per essiccamento (tab. 11.2. Va DM 17.1.2018)
- $k_h = 0.927$ (tab. 11.2. Vb DM 17.1.2018)
- $\epsilon_{ca,too} = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$ valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno (§ 11.2.10.6 formula 11.2.10 DM 17.1.2018)
- $\epsilon_{cs,too} = \epsilon_{cd,too} + \epsilon_{ca,too}$ deformazione totale da ritiro a t_{oo}

Per il calcolo della deformazione conseguente al ritiro sono stati considerati i seguenti parametri (per i valori si rimanda al § della viscosità):

U.R. umidità relativa;

$t_o = 1 \div 7$ giorni età del CLS a partire dalla quale si ha ritiro;

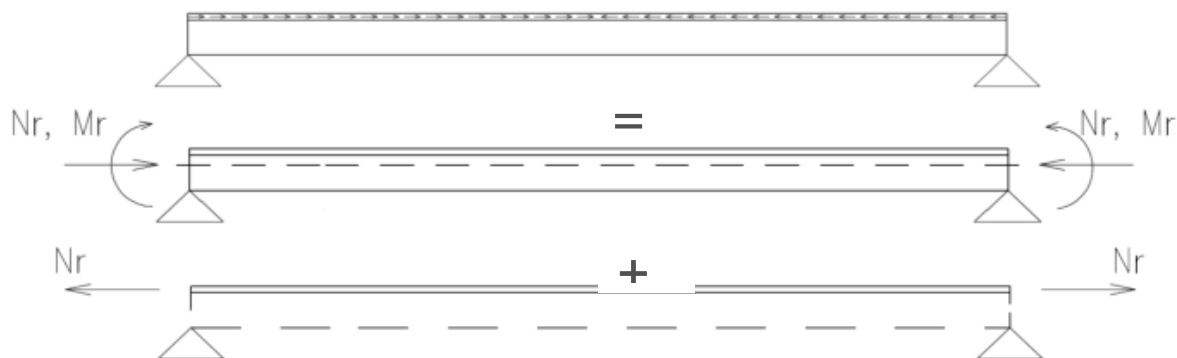
$h_o = 2 A_c / u$ dimensione fittizia;

A_c area conglomerato;

u perimetro CLS a contatto con l'atmosfera.

Per il calcolo delle azioni prodotte dal ritiro della soletta sono state considerate le caratteristiche geometriche della sezione mista dell'impalcato a t_{oo} . Tali effetti sono stati considerati come somma di due effetti:

- Effetti primari su schema isostatico. Lo stato di tensione è dovuto alla somma degli effetti dovuti all'accorciamento impedito della soletta (tensioni nella sola soletta) e delle tensioni nella sezione mista dovute alla pressoflessione prodotta alla reazione cambiata di segno nello schema a ritiro impedito.



il valore dell'assiale, come espresso in precedenza, vale:

$$N_{rit} = - E_{cls} \times \epsilon_{cs} \times A_{cls} = -2336.94 \text{ kN}$$

Il valore di momento agente dovuto al ritiro è stato calcolato in funzione della posizione del baricentro della sezione mista a too; avendo travi a sezione variabile si ha in media:

$$Mr_{Trave_h1400} = 1090.20 \text{ kNm}$$

$$Mr_{Trave_h2400} = 1845.20 \text{ kNm}$$

- Effetto secondario al fine di ripristinare la congruenza violata con la schematizzazione dell'effetto primario. Tali effetti sono dovuti alla iperstaticità della struttura.



Per tale ragione sono state inserite delle coppie necessarie a ripristinare la congruenza delle deformazioni. Lo stato di sollecitazione da ritiro è somma dell'effetto primario e secondario.

7.3.10 Azione sismica

Gli effetti della azione sismica sono stati valutati per mezzo di un modello globale dell'opera comprensivo di impalcato, sottostrutture e sistema di isolamento (vedasi §11) tramite un'analisi modale con spettro di risposta (analisi lineare dinamica) come definita al § 7.3.3.1 e al § 7.10.5.3.2 del DM 17.1.2018.

In particolare sono state considerate due componenti delle azioni orizzontali (X e Y) combinate come definito al § 7.3.3.1 del DM 17.1.2018, inoltre è stata considerata la componente dell'azione sismica verticale come previsto ai § 7.2.2 e 7.9 del DM 17.1.2018.

Per le caratteristiche degli spettri di risposta si rimanda a quanto riportato nel documento T00CV01STRE01.

7.3.11 Distorsioni e deformazioni impresse

Coerentemente a quanto riportato nel DM 17.1.2018 nel calcolo sono stati messi in conto i possibili effetti di cedimenti verticali delle fondazioni di pila e spalla.

Tali cedimenti sono stati valutati tramite le seguenti espressioni di letteratura:

$$\delta_i = (l_{i-1} + l_i) / 2 \times 1/5000$$

$$\delta_i = l_i / 2 \times 1/5000$$

La prima valida per pile su cui convergono campate di luce l_i e l_{i-1} , la seconda per spalle. Tali cedimenti sono stati applicati in modo da massimizzare gli effetti sulle sottostrutture, gli appoggi e l'impalcato considerandole applicate nelle due seguenti configurazioni:

- Spalla A (3mm) + Pila 2 (8mm)
- Pila 1 (8mm) + Spalla B (3mm)

7.3.12 Urto da veicolo in svio

In accordo con i paragrafi §3.6.3.3 e §5.1.3.10 delle NTC18, per le verifiche locali della soletta è stato analizzato anche il caso eccezionale di urto di veicolo in svio contro le barriere poste sul cordolo esterno della soletta al fine di tutte le casistiche che massimizzano le sollecitazioni sul cordolo e sullo sbalzo.

Il caso di veicolo in svio viene schematizzato come riportato nei quaderni tecnici ANAS

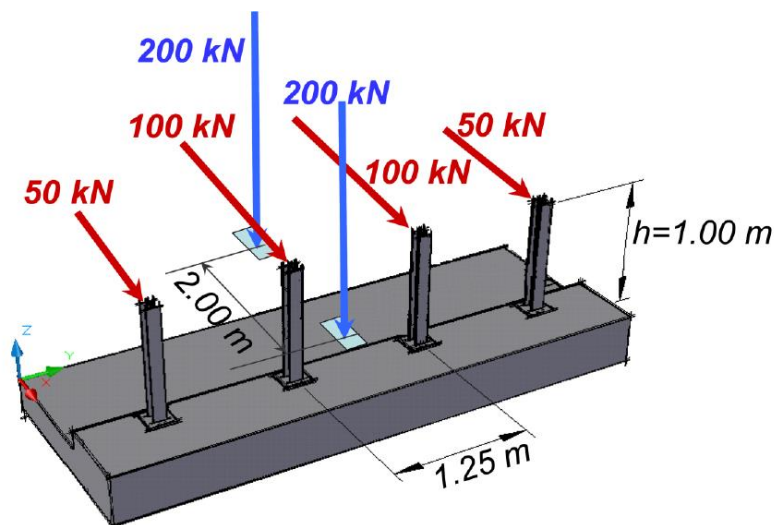


Figura 4: Schema di carico globale per progettazione “ordinarie”

L'urto del veicolo sulla barriera provocherà un momento sulla soletta e uno sforzo di trazione dovuti alla risultante delle forze applicate in testa alla barriera secondo lo schema sopra riportato.

Si considera una diffusione a 45° sino al piano medio della soletta e si diffonde secondo la stessa modalità sino al piano medio della trave di bordo. La coppia e la trazione indotte dall'urto sulla soletta dovranno essere ripartite lungo la lunghezza così ricavata, pari a 6.95m e hanno i valori di seguito riportati:

- $N = -43.17 \text{ kN}$;
- $M = 52.66 \text{ kNm}$.

8 GRUPPO DI AZIONI

Sono stati definiti tre gruppi di azioni in accordo alla tabella 5.1.V del DM 17/01/2018.

Gruppo di azione 1:

schema di carico 1: al valore caratteristico

Gruppo di azione 2a:

schema di carico 1: al valore frequente (0.75 per il carico Q_{ik} e 0.4 per il carico q_{ik})

frenatura: al valore caratteristico.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

		Coefficiente	EQU ^(b)	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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

9.1 Combinazioni impalcato

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

SLU							
	PERMANENTI	PERM. NS	Gruppo 1	Gruppo 2a	Vento	Effetti termici	Viscosità e ritiro
SLU1	1.35	1.35	1.35	-	0.9	0.9	1.2
SLU2	1.35	1.35	-	1.35	0.9	0.9	1.2

Combinazioni allo SLE RARA

SLE RARA							
	PERMANENTI	PERM. NS	Gruppo 1	Gruppo 2a	Vento	Effetti termici	Viscosità e ritiro
RARA 1	1	1	1	-	0.6	0.6	1
RARA 2	1	1	-	1	0.6	0.6	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

SLE FREQUENTE						
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Gruppo 2a</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Viscosità e ritiro</i>
FREQ1	1	1	1	-	0.6	1
FREQ2/QP	1	1	-	-	0.6	1

Combinazioni SISMICHE

SISMICA (SLC / SLV)								
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>RITIRO</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Spettro X</i>	<i>Spettro Y</i>	<i>Spettro Z</i>
SISMA X	1	1	1	0.2	0.5	1	0.3	0.3
SISMA Y	1	1	1	0.2	0.5	0.3	1	0.3
SISMA Z	1	1	1	0.2	0.5	0.3	0.3	1

9.2 Combinazioni verifiche locali soletta

In accordo con i § 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM 17/01/2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione frequente (SLE):
 Permanenti x 1 + Acc. Traff. x 0.75
- Combinazione quasi permanente (SLE):
 Permanenti x 1 + Acc. Traff. x 0
- Combinazione A1 STR (SLU):
 Permanenti x 1.5 + carichi mobili x 1.35 + vento x 0.9.
- Combinazione eccezionale E (SLU):
 Permanenti x 1 x 1.0 + carichi mobili (SCHEMA 2) x 1.0 + urto x 1.0.
- Le massime sollecitazioni utilizzate nelle verifiche sono la somma degli effetti locali e globali.

Cautelativamente si è scelto di sommare i massimi effetti globali benché siano indotti, per quanto riguarda le azioni da traffico, da una disposizione del carico sulla carreggiata non necessariamente uguale a quella che induce localmente il valore massimo di sollecitazione.

TABLE: Tables Automatically Saved After Analysis		
ComboName	CaseName	ScaleFactor
SLU 1_M+ campata	DEAD	1.35
SLU 1_M+ campata	G1	1.35
SLU 1_M+ campata	G2_1.35	1.35
SLU 1_M+ campata	M+ campata_caso 1	1.35
SLU 1_M+ campata	G2_1.5	1.5
SLU 2_M+ campata	DEAD	1.35
SLU 2_M+ campata	G1	1.35
SLU 2_M+ campata	G2_1.35	1.35
SLU 2_M+ campata	G2_1.5	1.5
SLU 2_M+ campata	M+ campata_caso 2	1.35
SLU 3_M- appoggio sbalzo	DEAD	1.35
SLU 3_M- appoggio sbalzo	G1	1.35
SLU 3_M- appoggio sbalzo	G2_1.35	1.35
SLU 3_M- appoggio sbalzo	G2_1.5	1.5
SLU 3_M- appoggio sbalzo	M- sbalzo	1.35
SLU 4_M- app centr	DEAD	1.35
SLU 4_M- app centr	G1	1.35
SLU 4_M- app centr	G2_1.35	1.35
SLU 4_M- app centr	G2_1.5	1.5
SLU 4_M- app centr	INVILUPPO_0.1.2	1.35
SLU 5_M- appoggio centrale	DEAD	1.35
SLU 5_M- appoggio centrale	G1	1.35
SLU 5_M- appoggio centrale	G2_1.35	1.35
SLU 5_M- appoggio centrale	G2_1.5	1.5
SLU 5_M- appoggio centrale	Tandem caso 2 M- max appog centr	1.35
SLU INVILUPPO	SLU 1_M+ campata	1
SLU INVILUPPO	SLU 2_M+ campata	1
SLU INVILUPPO	SLU 3_M- appoggio sbalzo	1
SLU INVILUPPO	SLU 4_M- app centr	1
SLU INVILUPPO	SLU 5_M- appoggio centrale	1

SLU URTO	DEAD	1
SLU URTO	G1	1
SLU URTO	G2_1.35	1
SLU URTO	G2_1.5	1
SLU URTO	Q2k_urto	1
SLU URTO	N urto	1
SLU URTO	M urto	1
SLU_T1 SX SBALZO	DEAD	1.35
SLU_T1 SX SBALZO	G1	1.35
SLU_T1 SX SBALZO	G2_1.35	1.35
SLU_T1 SX SBALZO	T1 sx sbalzo	1.35
SLU_T1 SX SBALZO	G2_1.5	1.5
SLU_T2 SX SBALZO	DEAD	1.35
SLU_T2 SX SBALZO	G1	1.35
SLU_T2 SX SBALZO	G2_1.35	1.35
SLU_T2 SX SBALZO	T2 sx sbalzo	1.35
SLU_T2 SX SBALZO	G2_1.5	1.5
SLU_T1 DX SBALZO	DEAD	1.35
SLU_T1 DX SBALZO	G1	1.35
SLU_T1 DX SBALZO	G2_1.35	1.35
SLU_T1 DX SBALZO	T1 dx sbalzo	1.35
SLU_T1 DX SBALZO	G2_1.5	1.5
SLU_T2 DX SBALZO	DEAD	1.35
SLU_T2 DX SBALZO	G1	1.35
SLU_T2 DX SBALZO	G2_1.35	1.35
SLU_T2 DX SBALZO	T2 dx sbalzo	1.35
SLU_T2 DX SBALZO	G2_1.5	1.5
SLU_T1 SX APP CENTR	DEAD	1.35
SLU_T1 SX APP CENTR	G1	1.35
SLU_T1 SX APP CENTR	G2_1.35	1.35
SLU_T1 SX APP CENTR	G2_1.5	1.5
SLU_T1 SX APP CENTR	T1 sx app centr	1.35
SLU_T2 SX APP CENTR	DEAD	1.35
SLU_T2 SX APP CENTR	G1	1.35
SLU_T2 SX APP CENTR	G2_1.35	1.35
SLU_T2 SX APP CENTR	G2_1.5	1.5
SLU_T2 SX APP CENTR	T2 sx app centr	1.35
SLU T INVILUPPO	SLU_T1 DX SBALZO	1
SLU T INVILUPPO	SLU_T1 SX APP CENTR	1
SLU T INVILUPPO	SLU_T1 SX SBALZO	1
SLU T INVILUPPO	SLU_T2 DX SBALZO	1
SLU T INVILUPPO	SLU_T2 SX APP CENTR	1
SLU T INVILUPPO	SLU_T2 SX SBALZO	1
SLE RARA 1	DEAD	1
SLE RARA 1	G1	1
SLE RARA 1	G2_1.35	1
SLE RARA 1	G2_1.5	1
SLE RARA 1	M+ campata_caso 1	1
SLE RARA 2	DEAD	1
SLE RARA 2	G1	1
SLE RARA 2	G2_1.35	1
SLE RARA 2	G2_1.5	1
SLE RARA 2	M+ campata_caso 2	1
SLE RARA 3	DEAD	1
SLE RARA 3	G1	1
SLE RARA 3	G2_1.35	1
SLE RARA 3	G2_1.5	1
SLE RARA 3	M- sbalzo	1
SLE RARA 4	DEAD	1
SLE RARA 4	G1	1
SLE RARA 4	G2_1.35	1
SLE RARA 4	G2_1.5	1
SLE RARA 4	INVILUPPO_0.1.2	1
SLE RARA 5	DEAD	1
SLE RARA 5	G1	1
SLE RARA 5	G2_1.35	1

SLE RARA 5	G2_1.5	1
	Tandem caso 2 M- max appog	
SLE RARA 5	centr	1
SLE RARA INVILUPPO	SLE RARA 1	1
SLE RARA INVILUPPO	SLE RARA 2	1
SLE RARA INVILUPPO	SLE RARA 3	1
SLE RARA INVILUPPO	SLE RARA 4	1
SLE RARA INVILUPPO	SLE RARA 5	1
SLE FREQ 1	DEAD	1
SLE FREQ 1	G1	1
SLE FREQ 1	G2_1.35	1
SLE FREQ 1	G2_1.5	1
SLE FREQ 1	M+ campata_caso 1	0.75
SLE FREQ 2	DEAD	1
SLE FREQ 2	G1	1
SLE FREQ 2	G2_1.35	1
SLE FREQ 2	G2_1.5	1
SLE FREQ 2	M+ campata_caso 2	0.75
SLE FREQ 3	DEAD	1
SLE FREQ 3	G1	1
SLE FREQ 3	G2_1.35	1
SLE FREQ 3	G2_1.5	1
SLE FREQ 3	M- sbalzo	0.75
SLE FREQ 4	DEAD	1
SLE FREQ 4	G1	1
SLE FREQ 4	G2_1.35	1
SLE FREQ 4	G2_1.5	1
SLE FREQ 4	INVILUPPO_0.1.2	0.75
SLE FREQ 5	DEAD	1
SLE FREQ 5	G1	1
SLE FREQ 5	G2_1.35	1
SLE FREQ 5	G2_1.5	1
	Tandem caso 2 M- max appog	
SLE FREQ 5	centr	0.75
SLE Q PERM 1	DEAD	1
SLE Q PERM 1	G1	1
SLE Q PERM 1	G2_1.35	1
SLE Q PERM 1	G2_1.5	1
SLE FREQ INVILUPPO	SLE FREQ 1	1
SLE FREQ INVILUPPO	SLE FREQ 2	1
SLE FREQ INVILUPPO	SLE FREQ 3	1
SLE FREQ INVILUPPO	SLE FREQ 4	1
SLE FREQ INVILUPPO	SLE FREQ 5	1

10 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI

10.1 Valutazione della larghezza collaborante

La determinazione della soletta collaborante è stata effettuata nel rispetto di quanto previsto dal § 4.3.2.3 del DM 17/01/2018:

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad [4.3.2]$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

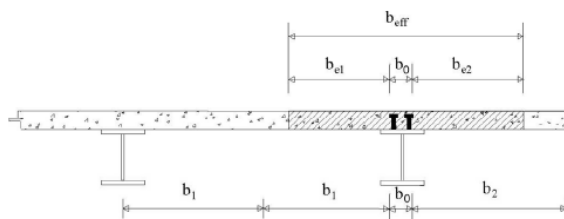


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni di Fig.4.3.2

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e-1} + \beta_2 b_{e-2} \quad [4.3.3]$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{eff,i}} \right) \leq 1,0$

essendo L_e e $b_{eff,i}$ relativi alla campata di estremità.

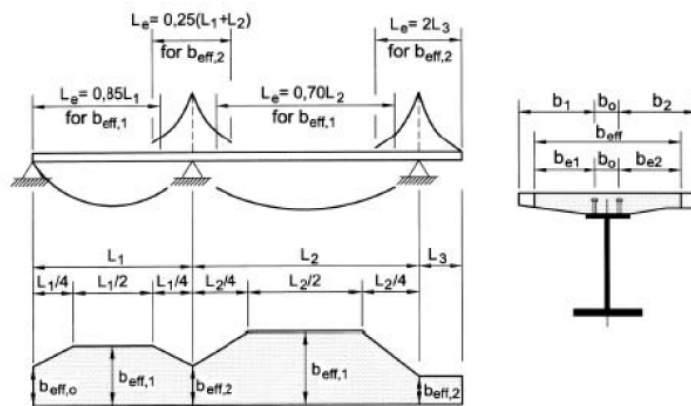
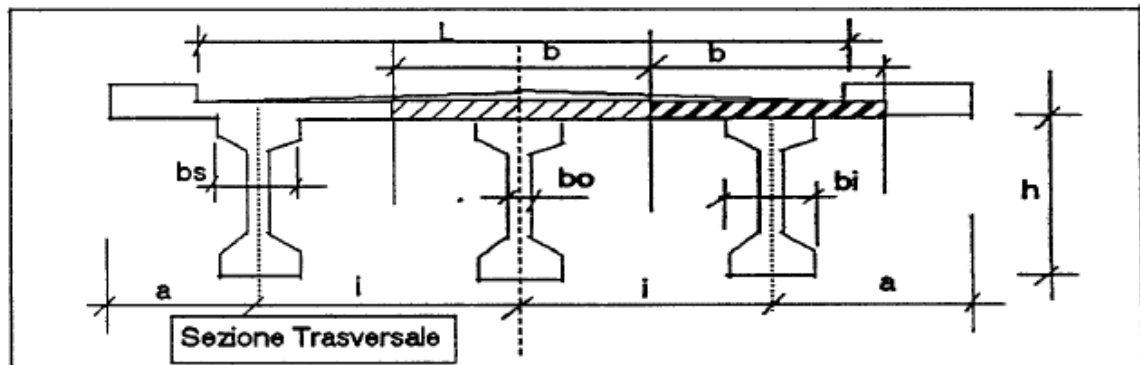


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Inoltre, sono stati rispettati i seguenti limiti:



Travi interne $b = i$
 Travi di riva: $b = i/2 + a/2$

		Luce [m]	Le [m]	Le/8 [m]
CENTRALE	appoggio	30	25.5	3.1875
	campata	30	25.5	3.1875
	appoggio	50	20	2.5
	campata	50	35	4.375
BORDO	appoggio	30	25.5	3.1875
	campata	30	35	4.375
	appoggio	50	20	2.5
	campata	50	35	4.375

	b_0 [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	b_{e1} [m]	b_{e2} [m]	β_1 ≤ 1	β_2 ≤ 1	i [m]	a [m]	$i/2+a/2$ [m]	b_{eff} [m]	b_{lim} [m]	b_{eff} [m]
CENTRALE	appoggio	0.500	1.500	1.500	1.500	0.764	0.732	3.500	1.850		2.745	3.500	2.745
	campata	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	1.000	3.500	1.850		3.500	3.500	3.500
	appoggio	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	0.693	3.500	1.850		3.039	3.500	3.039
	campata	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	1.000	3.500	1.850		3.500	3.500	3.500
BORDO	appoggio	0.500	1.500	1.500	1.500	0.767	0.735	3.500	1.850	2.675	2.753	2.675	2.675
	campata	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	1.000	3.500	1.850	2.675	3.500	2.675	2.675
	appoggio	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	0.695	3.500	1.850	2.675	3.042	2.675	2.675
	campata	0.500	1.500	1.500	1.500	1.000	1.000	3.500	1.850	2.675	3.500	2.675	2.675

10.2 Caratteristiche meccaniche delle travi

Le caratteristiche meccaniche, inserite nel programma di calcolo per determinare le sollecitazioni indotte sul ponte sono riportate negli allegati alla presente relazione.

Si riportano per ciascuna sezione:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- J_o [m⁴] momento d'inerzia orizzontale
- J_{trs} [m⁴] momento d'inerzia torsionale
- At_v [m²] area a taglio verticale
- At_o [m²] area a taglio orizzontale

nelle 4 differenti configurazioni:

- fase 1: solo trave d'acciaio;
- fase 2 T_o: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;
- fase 2 T_{oo}: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito.
- fase 2 SNR: trave d'acciaio ed armature a tempo t zero/infinito (senza soletta)

dove la sigla SNR significa “soletta non reagente”. Non si è differenziato tra T_{oo} e T_o nel caso SNR, in quanto in assenza di soletta i coefficienti di omogeneizzazione a T_o e T_{oo} non producono alcuna differenza.

Il calcolo delle tensioni è stato inizialmente condotto nell'ipotesi di calcestruzzo reagente; per tutte le sezioni per le quali il cls è risultato teso, il calcolo è stato poi ripetuto con i moduli di resistenza SNR.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo delle armature e dello spessore della soletta. Nel calcolo non sono state incluse le predalles.

Ai fini delle verifiche di sicurezza e stabilità si riportano inoltre per ciascuna sezione di trave modellata e per in ogni fase considerata (1^a fase, 2^a fase T_o, 2^a fase T_{oo}) i parametri seguenti omogeneizzati in acciaio:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- W_{csup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della trave d'acciaio
- W_{cinf} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della trave d'acciaio
- W_{asup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della soletta
- W_{ainf} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della soletta
- W_{φsup} [m³] modulo di resistenza per flessione del 1° strato di armature
- W_{φinf} [m³] modulo di resistenza per flessione del 2° strato di armature
- At [m²] area a taglio per il calcolo della τ media della trave d'acciaio
- B_{pioli} [m⁻¹] modulo per il calcolo dello scorrimento tra soletta e trave d'acciaio (S/J).

In particolare, nella successiva figura si riportano schematicamente i punti di controllo in cui sono stati definiti i valori dei moduli di resistenza per le verifiche condotte:

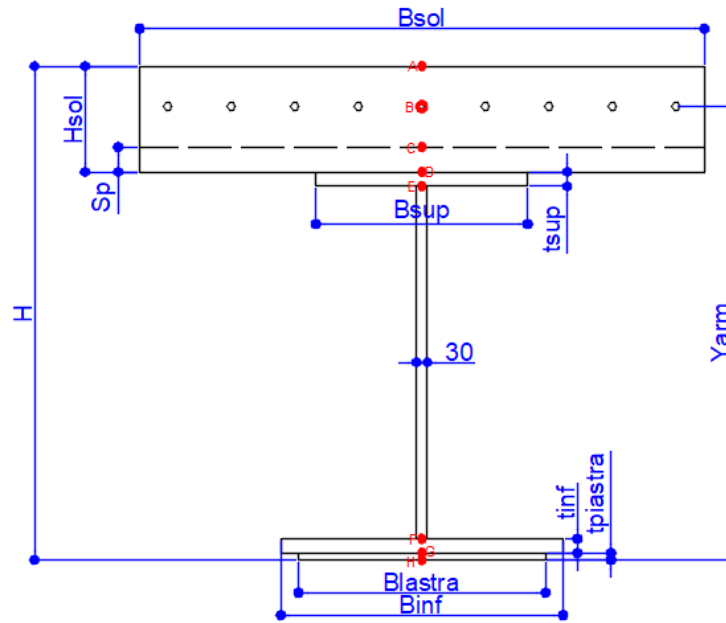


Figura 5: Punti di controllo trave longitudinale impalcato

10.2.1 Parametri in 1a fase

Caratteristiche meccaniche M>0

NOME	Area LORDA	I SEZ LORDA	hBARICENTRO.SEZ LORDA	Area TAGLIO	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
-/												
C-T_1	73950	26 076 290 875	537.0	19950				-30217569	-31305900.23	52462247.35	48554799.17	48554799.17
C-T_2	73950	26 076 290 875	537.0	19950				-30217569	-31305900.23	52462247.35	48554799.17	48554799.17
C-T_3	79800	29 792 553 985	597.7	19800				-37135986	-39084727.56	53416145.59	49841631.19	49841631.19
C-T_3.1	79800	29 792 553 985	597.7	19800				-37135986	-39084727.56	53416145.59	49841631.19	49841631.19
C_VAR_1	85625	44 557 959 088	733.2	23625				-48337645	-50530309.75	64279257.59	60772447.25	60772447.25
C_VAR_2	92270	65 461 175 686	890.8	27870				-62512687	-64995402.31	76937681.16	73483044.14	73483044.14
C_VAR_3	98755	91 178 178 356	1051.3	32115				-77950875	-80710960.59	90158279.65	86727965.8	86727965.8
C-T_4*	102800	110 084 510 713	1154.1	34800				-88356400	-91287168.47	98811536.93	95386781.03	95386781.03
C-T_4.1*	102800	110 084 510 713	1154.1	34800				-88356400	-91287168.47	98811536.93	95386781.03	95386781.03
C-T_4	102800	110 084 510 713	1154.1	34800				-88356400	-91287168.47	98811536.93	95386781.03	95386781.03
C-T_4.1	102800	110 084 510 713	1154.1	34800				-88356400	-91287168.47	98811536.93	95386781.03	95386781.03
C-T_4.2	102800	110 084 510 713	1154.1	34800				-88356400	-91287168.47	98811536.93	95386781.03	95386781.03
C-T_5	94950	97 622 246 132	1054.0	34950				-72526225	-74179524.28	96276954.41	92623086.94	92623086.94
C-T_5.1	94950	97 622 246 132	1054.0	34950				-72526225	-74179524.28	96276954.41	92623086.94	92623086.94
C-T_6	110950	113 123 396 156	920.5	34950				-75442683	-76982893.76	131456514.8	125617497	122888279.4
B-T_1	73950	26 076 290 875	537.0	19950				-30217569	-31305900.23	52462247.35	48554799.17	48554799.17
B-T_2	73950	26 076 290 875	537.0	19950				-30217569	-31305900.23	52462247.35	48554799.17	48554799.17
B-T_3	79800	29 792 553 985	597.7	19800				-37135986	-39084727.56	53416145.59	49841631.19	49841631.19
B-T_3.1	79800	29 792 553 985	597.7	19800				-37135986	-39084727.56	53416145.59	49841631.19	49841631.19

B-T_1	201275.2	77410962821.1	1195.7	14202.35	1578.25	-1.680E+08	-2.024E+08	-3.044E+08	-3.789E+08	-4.441E+08	6.698E+07	6.474E+07	6.474E+07
B-T_2	208376.0	78414672419.2	1208.7	21303.6	1578.25	-1.751E+08	-2.122E+08	-3.250E+08	-4.100E+08	-4.863E+08	6.709E+07	6.487E+07	6.487E+07
B-T_3	214225.4	78553584895.4	1213.0	21303.6	1578.25	-1.771E+08	-2.151E+08	-3.315E+08	-4.201E+08	-5.344E+08	6.697E+07	6.476E+07	6.476E+07
B-T_3.1	214224.9	78553510088.7	1213.0	21303.6	1578.25	-1.771E+08	-2.151E+08	-3.315E+08	-4.201E+08	-5.344E+08	6.697E+07	6.476E+07	6.476E+07
B_VAR_1	227150.4	109736387236.7	1418.6	28404.71	1833.25	-2.226E+08	-2.646E+08	-3.831E+08	-4.642E+08	-5.587E+08	7.960E+07	7.736E+07	7.736E+07
B_VAR_2	233794.9	149955044796.6	1632.6	28404.71	2116.25	-2.669E+08	-3.101E+08	-4.220E+08	-4.911E+08	-5.651E+08	9.416E+07	9.185E+07	9.185E+07
B_VAR_3	240279.4	197483407644.1	1845.2	28404.71	2399.25	-3.123E+08	-3.565E+08	-4.638E+08	-5.256E+08	-5.882E+08	1.094E+08	1.070E+08	1.070E+08
B-T_4*	244322.8	231479333527.9	1979.0	28404.71	2578.25	-3.417E+08	-3.863E+08	-4.915E+08	-5.499E+08	-6.076E+08	1.194E+08	1.170E+08	1.170E+08
B-T_4.1*	230119.9	226064744196.9	1942.0	14202.35	2578.25	-3.164E+08	-3.553E+08	-4.450E+08	-4.936E+08	-5.409E+08	1.189E+08	1.164E+08	1.164E+08
B-T_4	244321.7	231478940842.9	1979.0	28404.71	2578.25	-3.417E+08	-3.863E+08	-4.915E+08	-5.499E+08	-6.076E+08	1.194E+08	1.170E+08	1.170E+08
B-T_4.1	230118.8	226064302298.9	1942.0	14202.35	2578.25	-3.164E+08	-3.553E+08	-4.450E+08	-4.936E+08	-5.409E+08	1.189E+08	1.164E+08	1.164E+08
B-T_4.2	230118.2	226064081351.5	1942.0	14202.35	2578.25	-3.164E+08	-3.553E+08	-4.450E+08	-4.936E+08	-5.409E+08	1.189E+08	1.164E+08	1.164E+08
B-T_5	222267.7	224609842998.1	1927.1	14202.35	2578.25	-3.079E+08	-3.449E+08	-4.295E+08	-4.750E+08	-5.071E+08	1.190E+08	1.166E+08	1.166E+08
B-T_6	238267.2	277105018481.1	1807.5	14202.35	2598.25	-3.264E+08	-3.504E+08	-4.313E+08	-4.677E+08	-4.927E+08	1.568E+08	1.550E+08	1.533E+08

10.2.3 Parametri in 2a fase – Too

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche							
	Area eff.MV,SEZ LORDA	I SEZ LORDA	hBARICENTRO-SEZ LORDA	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
C-T_1	137173.6929	63295245294.2	1016.9	14202.4	1578.3	-91790897.1	-112763625.4	-146158457.8	-165236254.2	-179276646.0	64789224.3	62240827.6	62240827.6
C-T_2	150201.4567	67076352155.1	1065.6	21303.6	1578.3	-104663905.7	-130849085.9	-174508139.8	-200602910.6	-220374940.4	65400387.0	62945477.9	62945477.9
C-T_3	156051.4567	67581050217.6	1076.8	21303.6	1578.3	-107330973.3	-134784445.6	-181109142.7	-209131517.1	-238674982.9	65179257.1	62758146.8	62758146.8
C-T_3.1	153853.5425	67008543905.2	1069.7	21303.6	1578.3	-105224696.1	-131760336.1	-176192751.8	-202863258.0	-230814147.3	65076668.2	62643181.8	62643181.8
C_VAR_1	159678.5425	92901210039.8	1243.4	21303.6	1833.3	-129364134.8	-157489762.1	-201242860.4	-225687057.0	-249978166.5	77201337.4	74717706.9	74717706.9
C_VAR_2	173424.6524	130588502239.6	1464.3	28404.7	2116.3	-167372109.5	-200295696.1	-249343856.5	-275661021.0	-301083466.1	91687932.4	89183262.0	89183262.0
C_VAR_3	179909.4013	172406222619.7	1659.3	28404.7	2399.3	-198589573.2	-233011784.4	-281869125.9	-306961923.5	-330499536.4	106466538.8	103900069.8	103900069.8
C-T_4*	186152.5667	203746303548.0	1791.8	28404.7	2578.3	-222740813.5	-259063082.0	-309539598.9	-334985795.2	-358567056.4	116308403.6	113711909.7	113711909.7
C-T_4.1*	183954.6524	202358509721.6	1782.4	28404.7	2578.3	-218974135.3	-254260566.0	-303104052.0	-327642097.8	-350331184.5	116139177.2	113532792.2	113532792.2
C-T_4	186152.5667	203746303548.0	1791.8	28404.7	2578.3	-222740813.5	-259063082.0	-309539598.9	-334985795.2	-358567056.4	116308403.6	113711909.7	113711909.7
C-T_4.1	183954.6524	202358509721.6	1782.4	28404.7	2578.3	-218974135.3	-254260566.0	-303104052.0	-327642097.8	-350331184.5	116139177.2	113532792.2	113532792.2
C-T_4.2	181442.7504	200731647085.7	1771.4	28404.7	2578.3	-214654417.6	-248772419.2	-295785747.6	-319311642.6	-341009954.8	115938622.3	113320554.1	113320554.1
C-T_5	164100.2117	190885849346.7	1696.3	14202.4	2578.3	-188956300.6	-216433285.1	-253261122.6	-271255789.6	-283334657.6	115249162.5	112531484.0	112531484.0
C-T_5.1	159390.3954	187088212380.6	1670.2	14202.4	2578.3	-180539565.9	-206039149.6	-239926618.4	-256365068.2	-267355712.3	114762036.8	112013619.7	112013619.7
C-T_6	180100.2117	231074346308.0	1558.6	14202.4	2598.3	-197854697.0	-222261837.8	-253538011.9	-268254650.0	-277934283.3	154193397.9	150184732.3	148257558.5
B-T_1	130148.2169	60923738966.4	986.6	14202.4	1578.3	-84632895.2	-102979761.9	-131482841.9	-147387042.4	-158920912.6	64357797.3	61748629.9	61748629.9
B-T_2	137249.4619	63280586017.2	1017.3	21303.6	1578.3	-91810895.9	-112799780.7	-146229240.7	-165331729.1	-179392574.4	64753680.0	62207457.2	62207457.2
B-T_3	143099.4619	63959151839.7	1031.5	21303.6	1578.3	-94749669.8	-116973560.6	-152817472.3	-173550687.7	-194681070.2	64509611.0	62007946.4	62007946.4
B-T_3.1	143099.4619	63959151839.7	1031.5	21303.6	1578.3	-94749669.8	-116973560.6	-152817472.3	-173550687.7	-194681070.2	64509611.0	62007946.4	62007946.4
B_VAR_1	156025.5719	91541375371.0	1229.6	28404.7	1833.3	-125065388.4	-151634356.6	-192537045.3	-215164604.1	-237493378.9	76954504.1	74451006.5	74451006.5
B_VAR_2	162670.5719	125656031999.9	1421.2	28404.7	2116.3	-152619170.4	-180779082.8	-221681810.5	-243128084.6	-263523427.4	90978001.2	88417349.4	88417349.4
B_VAR_3	169155.3719	166085603083.2	1612.3	28404.7	2399.3	-181476099.9	-211051708.9	-252144287.3	-272856239.7	-292048062.3	105631770.5	103011134.3	103011134.3
B-T_4*	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	-175408535.0	-199839865.0	-232178215.0	-247812251.9	-261921738.1	113765292.1	111019757.4	111019757.4
B-T_4.1*	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	-175408535.0	-199839865.0	-232178215.0	-247812251.9	-261921738.1	113765292.1	111019757.4	111019757.4
B-T_4	173200.5719	195064862821.5	1733.0	28404.7	2578.3	-200367288.6	-230767757.2	-272043154.1	-292435079.1	-311090139.4	115220948.0	112561435.6	112561435.6
B-T_4.1	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	-175408535.0	-199839865.0	-232178215.0	-247812251.9	-261921738.1	113765292.1	111019757.4	111019757.4
B-T_4.2	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	-175408535.0	-199839865.0	-232178215.0	-247812251.9	-261921738.1	113765292.1	111019757.4	111019757.4
B-T_5	151148.0169	179876546815.7	1620.7	14202.4	2578.3	-165664400.3	-187853015.3	-216904595.2	-230821425.6	-240063046.4	113794692.1	110986179.7	110986179.7
B-T_6	167147.817	216493407316.1	1479.6	14202.4	2598.3	-173623574.5	-193528794.5	-218589128.0	-230211109.1	-237797047.5	152504448.7	148325063.8	146320112.2

10.2.4 Parametri in 2a fase – SNR To

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M=0, SEZIONE ACCIAIO+ARMATURE, soletta fessurata)											
	Area eFMT	I SEZ LORSA	hBARICENTRO-022 netto	Arm	Yarm	Area TOT ACCIAIO	I	hBARICENTRO	Area TAGLIO	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH
[-]	[mm²]	[mm⁴]	[mm]	[mm²]	[mm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm]	[mm²]	[mm³]	[mm³]	[mm³]	[mm³]	[mm³]	[mm³]	[mm³]	[mm³]
C-T_1	220210.9	80047552838.6	1228.6	14202.3 5	1578.2 5	88152.4	38992469479.2	704.7981 5	19950.0	-	4.464E+07	-	5.609E+07	5.862E+07	-	5.865E+07	5.532E+07
C-T_2	243276.8	82687655538.8	1261.8	21303.6 5	1578.2 5	95253.6	44006245804.9	769.9148 9	19950.0	-	5.444E+07	-	6.984E+07	7.333E+07	-	6.029E+07	5.716E+07
C-T_3	249126.1	82748529369.5	1264.2	21303.6 5	1578.2 5	101103.6	45958065904.1	804.3472 9	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	-	6.013E+07	5.714E+07
C-T_3.1	243204.6	82117717151.0	1256.5	21303.6 5	1578.2 5	101103.6	45958065904.1	804.3472 9	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	-	6.013E+07	5.714E+07
C_VAR_1	249028.9	113326774177.6	1455.0	21303.6 5	1833.2 5	106928.6	65201763737.3	952.3599 1	23625.0	-	7.402E+07	-	9.280E+07	9.840E+07	-	7.146E+07	6.846E+07
C_VAR_2	262774.3	156144520405.6	1686.0	28404.7 1	2116.2 5	120674.7	98075012010.8	1179.275 2	27870.0	-	1.047E+08	-	1.293E+08	1.365E+08	-	8.609E+07	8.317E+07
C_VAR_3	269258.6	205579341884.4	1904.9	28404.7 1	2399.2 5	127159.7	131259271309.4	1352.412 2	32115.0	-	1.254E+08	-	1.511E+08	1.584E+08	-	1.000E+08	9.706E+07
C-T_4*	279223.0	242635969115.7	2053.9	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
C-T_4.1*	273301.6	240940328191.9	2042.6	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
C-T_4	279221.6	242635573851.5	2053.9	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
C-T_4.1	273300.3	240939932446.2	2042.6	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
C-T_4.2	266532.5	238911419579.1	2029.0	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
C-T_5	257165.7	237589954946.7	2015.5	14202.3 5	2578.2 5	109152.4	126326742656.8	1252.304 4	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	-	1.042E+08	1.009E+08
C-T_5.1	244478.2	233293312025.9	1986.3	14202.3 5	2578.2 5	109152.4	126326742656.8	1252.304 4	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	-	1.042E+08	1.009E+08
C-T_6	273164.3	295377739835.9	1906.0	14202.3 5	2598.2 5	125152.4	148562537516.7	1110.926 1	34950.0	-	9.989E+07	-	1.152E+08	1.180E+08	-	1.387E+08	1.362E+08
B-T_1	201275.2	77410962821.1	1195.7	14202.3 5	1578.2 5	88152.4	38992469479.2	704.7981 5	19950.0	-	4.464E+07	-	5.609E+07	5.862E+07	-	5.865E+07	5.532E+07
B-T_2	208376.0	78414672419.2	1208.7	21303.6 5	1578.2 5	95253.6	44006245804.9	769.9148 9	19950.0	-	5.444E+07	-	6.984E+07	7.333E+07	-	6.029E+07	5.716E+07
B-T_3	214225.4	78553584895.4	1213.0	21303.6 5	1578.2 5	101103.6	45958065904.1	804.3472 9	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	-	6.013E+07	5.714E+07
B-T_3.1	214224.9	78553510088.7	1213.0	21303.6 5	1578.2 5	101103.6	45958065904.1	804.3472 9	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	-	6.013E+07	5.714E+07
B_VAR_1	227150.4	109736387236.7	1418.6	28404.7 1	1833.2 5	114029.7	70368848014.7	1007.216 6	23625.0	-	8.519E+07	-	1.086E+08	1.158E+08	-	7.275E+07	6.986E+07
B_VAR_2	233794.9	149955044796.6	1632.6	28404.7 1	2116.2 5	120674.7	98075012010.8	1179.275 2	27870.0	-	1.047E+08	-	1.293E+08	1.365E+08	-	8.609E+07	8.317E+07
B_VAR_3	240279.4	197483407644.1	1845.2	28404.7 1	2399.2 5	127159.7	131259271309.4	1352.412 2	32115.0	-	1.254E+08	-	1.511E+08	1.584E+08	-	1.000E+08	9.706E+07
B-T_4*	244322.8	231479333527.9	1979.0	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
B-T_4.1*	230119.9	226064744196.9	1942.0	14202.3 5	2578.2 5	117002.4	135393751881.6	1326.958 1	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	-	1.052E+08	1.020E+08
B-T_4	244321.7	231478940842.9	1979.0	28404.7 1	2578.2 5	131204.7	155223756403.0	1462.405 1	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	-	1.091E+08	1.061E+08
B-T_4.1	230118.8	226064302298.9	1942.0	14202.3 5	2578.2 5	117002.4	135393751881.6	1326.958 1	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	-	1.052E+08	1.020E+08
B-T_4.2	230118.2	226064081351.5	1942.0	14202.3 5	2578.2 5	117002.4	135393751881.6	1326.958 1	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	-	1.052E+08	1.020E+08
B-T_5	222267.7	224609842998.1	1927.1	14202.3 5	2578.2 5	109152.4	126326742656.8	1252.304 4	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	-	1.042E+08	1.009E+08
B-T_6	238267.2	277105018481.1	1807.5	14202.3 5	2598.2 5	125152.4	148562537516.7	1110.926 1	34950.0	-	9.989E+07	-	1.152E+08	1.180E+08	-	1.387E+08	1.362E+08

10.2.5 Parametri in 2a fase – SNR Too

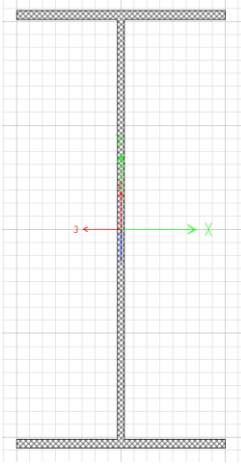
NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M<0, SEZIONE ACCIAIO+ARMATURE, soletta fessurata)											
	Area _{eff.MYRSEZ} LORDA	I _{SEZ.LORDA}	h _{BARICENTRO-SEZ} LORDA	Arm	Yarm	Area _{TOT} ACCIAIO	I	h _{BARICENTRO} D	Area TAGLIO	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH
{-}	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C-T_1	137173.6929	63295245294.2	1016.9	14202.4	1578.3	88152.4	38992469479.2	704.7982	19950.0	-	4.464E+07	-	5.609E+07	5.862E+07	5.865E+07	5.532E+07	5.532E+07
C-T_2	150201.4567	67076352155.1	1065.6	21303.6	1578.3	95253.6	44006245804.9	769.9148	19950.0	-	5.444E+07	-	6.984E+07	7.333E+07	6.029E+07	5.716E+07	5.716E+07
C-T_3	156051.4567	67581050217.6	1076.8	21303.6	1578.3	101103.6	45958065904.1	804.3473	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	6.013E+07	5.714E+07	5.714E+07
C-T_3.1	153853.5425	67008543905.2	1069.7	21303.6	1578.3	101103.6	45958065904.1	804.3473	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	6.013E+07	5.714E+07	5.714E+07
C_VAR_1	159678.5425	92901210039.8	1243.4	21303.6	1833.3	106928.6	65201763737.3	952.3599	23625.0	-	7.402E+07	-	9.280E+07	9.840E+07	7.146E+07	6.846E+07	6.846E+07
C_VAR_2	173424.6524	130588502239.6	1464.3	28404.7	2116.3	120674.7	98075012010.8	1179.275	27870.0	-	1.047E+08	-	1.293E+08	1.365E+08	8.609E+07	8.317E+07	8.317E+07
C_VAR_3	179909.4013	172406222619.7	1659.3	28404.7	2399.3	127159.7	131259271309.4	1352.412	32115.0	-	1.254E+08	-	1.511E+08	1.584E+08	1.000E+08	9.706E+07	9.706E+07
C-T_4*	186152.5667	203746303548.0	1791.8	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
C-T_4.1*	183954.6524	202358509721.6	1782.4	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
C-T_4	186152.5667	203746303548.0	1791.8	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
C-T_4.1	183954.6524	202358509721.6	1782.4	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
C-T_4.2	181442.7504	200731647085.7	1771.4	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
C-T_5	164100.2117	190885849346.7	1696.3	14202.4	2578.3	109152.4	126326742656.8	1252.304	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	1.042E+08	1.009E+08	1.009E+08
C-T_5.1	159390.3954	187088212380.6	1670.2	14202.4	2578.3	109152.4	126326742656.8	1252.308	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	1.042E+08	1.009E+08	1.009E+08
C-T_6	180100.2117	231074346308.0	1558.6	14202.4	2598.3	125152.4	148562537516.7	1110.926	34950.0	-	9.989E+07	-	1.135E+08	1.161E+08	1.414E+08	1.362E+08	1.337E+08
B-T_1	130148.2169	60923738966.4	986.6	14202.4	1578.3	88152.4	38992469479.2	704.7982	19950.0	-	4.464E+07	-	5.609E+07	5.862E+07	5.865E+07	5.532E+07	5.532E+07
B-T_2	137249.4619	63280586017.2	1017.3	21303.6	1578.3	95253.6	44006245804.9	769.9148	19950.0	-	5.444E+07	-	6.984E+07	7.333E+07	6.029E+07	5.716E+07	5.716E+07
B-T_3	143099.4619	63959151839.7	1031.5	21303.6	1578.3	101103.6	45958065904.1	804.3473	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	6.013E+07	5.714E+07	5.714E+07
B-T_3.1	143099.4619	63959151839.7	1031.5	21303.6	1578.3	101103.6	45958065904.1	804.3473	19800.0	-	5.938E+07	-	7.716E+07	8.271E+07	6.013E+07	5.714E+07	5.714E+07
B_VAR_1	156025.5719	91541375371.0	1229.6	28404.7	1833.3	114029.7	70368848014.7	1007.217	23625.0	-	8.519E+07	-	1.086E+08	1.158E+08	7.275E+07	6.986E+07	6.986E+07
B_VAR_2	162670.5719	125656031999.9	1421.2	28404.7	2116.3	120674.7	98075012010.8	1179.275	27870.0	-	1.047E+08	-	1.293E+08	1.365E+08	8.609E+07	8.317E+07	8.317E+07
B_VAR_3	169155.3719	166085603083.2	1612.3	28404.7	2399.3	127159.7	131259271309.4	1352.412	32115.0	-	1.254E+08	-	1.511E+08	1.584E+08	1.000E+08	9.706E+07	9.706E+07
B-T_4*	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	117002.4	135393751881.6	1326.958	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	1.052E+08	1.020E+08	1.020E+08
B-T_4.1*	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	117002.4	135393751881.6	1326.958	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	1.052E+08	1.020E+08	1.020E+08
B-T_4	173200.5719	195064862821.5	1733.0	28404.7	2578.3	131204.7	155223756403.0	1462.405	34800.0	-	1.391E+08	-	1.656E+08	1.729E+08	1.091E+08	1.061E+08	1.061E+08
B-T_4.1	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	117002.4	135393751881.6	1326.958	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	1.052E+08	1.020E+08	1.020E+08
B-T_4.2	158998.2169	184010715039.8	1657.5	14202.4	2578.3	117002.4	135393751881.6	1326.958	34800.0	-	1.082E+08	-	1.262E+08	1.311E+08	1.052E+08	1.020E+08	1.020E+08
B-T_5	151148.0169	179876546815.7	1620.7	14202.4	2578.3	109152.4	126326742656.8	1252.304	34950.0	-	9.527E+07	-	1.101E+08	1.130E+08	1.042E+08	1.009E+08	1.009E+08
B-T_6	167147.817	216493407316.1	1479.6	14202.4	2598.3	125152.4	148562537516.7	1110.926	34950.0	-	9.989E+07	-	1.135E+08	1.161E+08	1.414E+08	1.362E+08	1.337E+08

10.3 Caratteristiche meccaniche dei trasversi

Si riportano di seguito per ciascun trasverso e per in ogni fase considerata (1^a fase, 2^a fase T_o, 2^a fase T_{oo}) i relativi parametri meccanici omogeneizzati in acciaio.

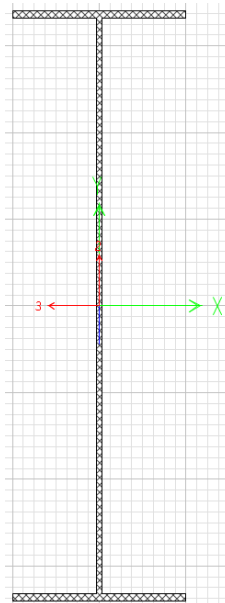
10.3.1 Parametri in 1a fase

Trasversi spalle:



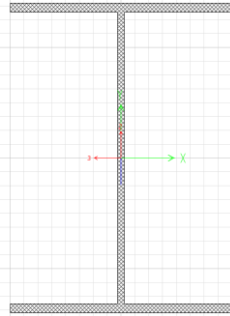
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0352	Section modulus about 3 axis	0.0126
Moment of Inertia about 3 axis	6.593E-03	Section modulus about 2 axis	1.668E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.170E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0141
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.557E-03
Shear area in 2 direction	0.0156	Radius of Gyration about 3 axis	0.4331
Shear area in 3 direction	0.0177	Radius of Gyration about 2 axis	0.1089
Torsional constant	3.805E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi pile:



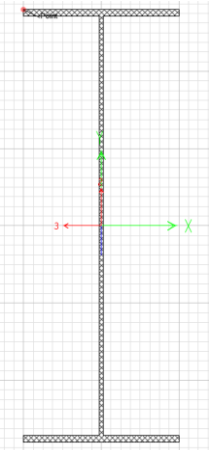
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0449	Section modulus about 3 axis	0.0233
Moment of Inertia about 3 axis	0.0198	Section modulus about 2 axis	1.669E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.171E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0271
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.593E-03
Shear area in 2 direction	0.025	Radius of Gyration about 3 axis	0.6646
Shear area in 3 direction	0.0178	Radius of Gyration about 2 axis	0.0964
Torsional constant	4.543E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi VAR 1:



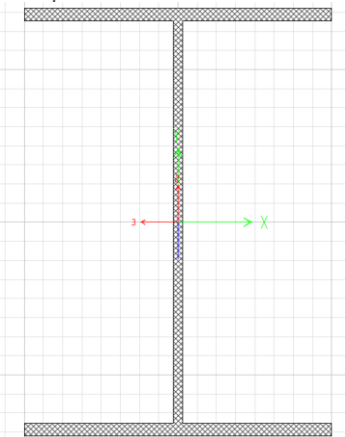
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0299	Section modulus about 3 axis	7.634E-03
Moment of Inertia about 3 axis	2.672E-03	Section modulus about 2 axis	1.667E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.169E-04	Plastic modulus about 3 axis	8.434E-03
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.537E-03
Shear area in 2 direction	0.0104	Radius of Gyration about 3 axis	0.2989
Shear area in 3 direction	0.0177	Radius of Gyration about 2 axis	0.1181
Torsional constant	3.409E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi VAR 2:



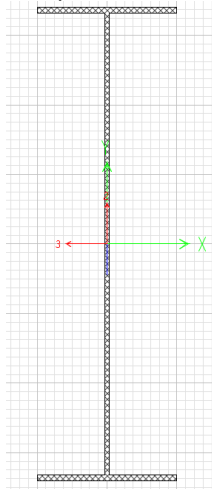
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0404	Section modulus about 3 axis	0.0181
Moment of Inertia about 3 axis	0.0127	Section modulus about 2 axis	1.668E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.170E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0207
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.577E-03
Shear area in 2 direction	0.0207	Radius of Gyration about 3 axis	0.5599
Shear area in 3 direction	0.0177	Radius of Gyration about 2 axis	0.1016
Torsional constant	4.204E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Campata 30m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.0299	Section modulus about 3 axis	7.634E-03
Moment of Inertia about 3 axis	2.672E-03	Section modulus about 2 axis	1.667E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.169E-04	Plastic modulus about 3 axis	8.434E-03
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.537E-03
Shear area in 2 direction	0.0104	Radius of Gyration about 3 axis	0.2989
Shear area in 3 direction	0.0177	Radius of Gyration about 2 axis	0.1181
Torsional constant	3.409E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

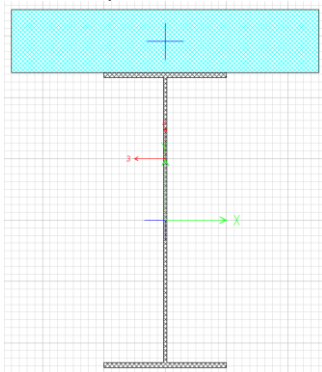
Campata 50m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.0449	Section modulus about 3 axis	0.0233
Moment of Inertia about 3 axis	0.0198	Section modulus about 2 axis	1.669E-03
Moment of Inertia about 2 axis	4.171E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0271
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2.593E-03
Shear area in 2 direction	0.025	Radius of Gyration about 3 axis	0.6646
Shear area in 3 direction	0.0178	Radius of Gyration about 2 axis	0.0964
Torsional constant	4.543E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

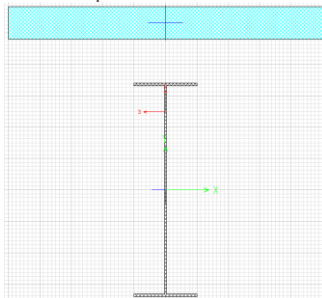
10.3.2 Parametri in 2a fase - Too

Trasversi spalle:



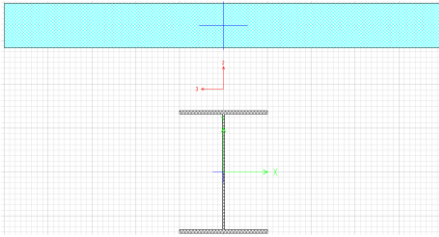
Properties			
Cross-section (axial) area	0.057	Section modulus about 3 axis	0.0186
Moment of Inertia about 3 axis	0.0158	Section modulus about 2 axis	4.755E-03
Moment of Inertia about 2 axis	2.972E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.0265
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0124
Shear area in 2 direction	0.0212	Radius of Gyration about 3 axis	0.5272
Shear area in 3 direction	0.0351	Radius of Gyration about 2 axis	0.2283
Torsional constant	6.628E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi pile:



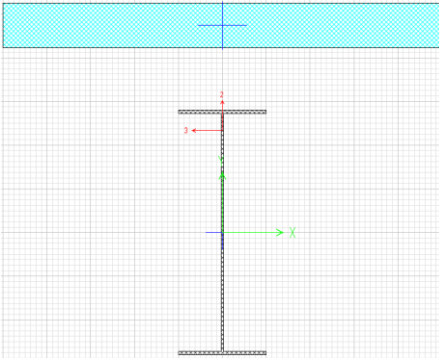
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0841	Section modulus about 3 axis	0.0388
Moment of Inertia about 3 axis	0.057	Section modulus about 2 axis	0.0167
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 3 axis	0.0616
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0427	Radius of Gyration about 3 axis	0.823
Shear area in 3 direction	0.0457	Radius of Gyration about 2 axis	0.4979
Torsional constant	8.779E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Traversi VAR 1:



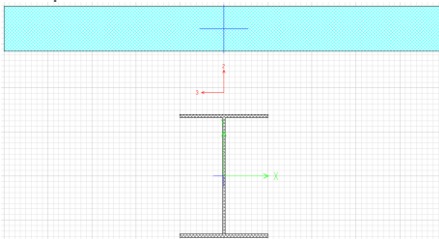
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0691	Section modulus about 3 axis	0.0179
Moment of Inertia about 3 axis	0.0147	Section modulus about 2 axis	0.0167
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 3 axis	0.0281
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0391	Radius of Gyration about 3 axis	0.4615
Shear area in 3 direction	0.0457	Radius of Gyration about 2 axis	0.5492
Torsional constant	8.766E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Traversi VAR 2:



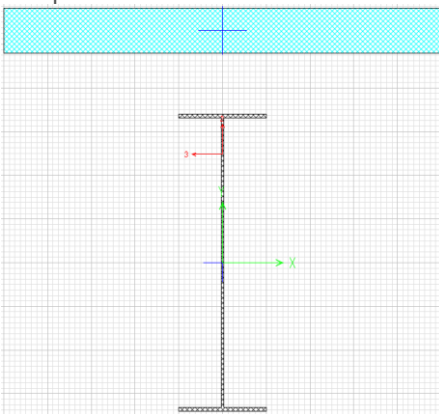
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0796	Section modulus about 3 axis	0.0318
Moment of Inertia about 3 axis	0.0408	Section modulus about 2 axis	0.0167
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 3 axis	0.0503
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0403	Radius of Gyration about 3 axis	0.7161
Shear area in 3 direction	0.0457	Radius of Gyration about 2 axis	0.5117
Torsional constant	8.776E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Campata 30m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.0691	Section modulus about 3 axis	0.0179
Moment of Inertia about 3 axis	0.0147	Section modulus about 2 axis	0.0167
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 3 axis	0.0281
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0391	Radius of Gyration about 3 axis	0.4615
Shear area in 3 direction	0.0457	Radius of Gyration about 2 axis	0.5492
Torsional constant	8.766E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

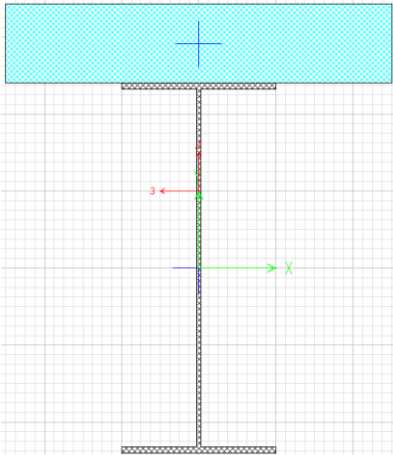
Campata 50m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.0841	Section modulus about 3 axis	0.0388
Moment of Inertia about 3 axis	0.057	Section modulus about 2 axis	0.0167
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 3 axis	0.0616
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0427	Radius of Gyration about 3 axis	0.823
Shear area in 3 direction	0.0457	Radius of Gyration about 2 axis	0.4979
Torsional constant	8.779E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

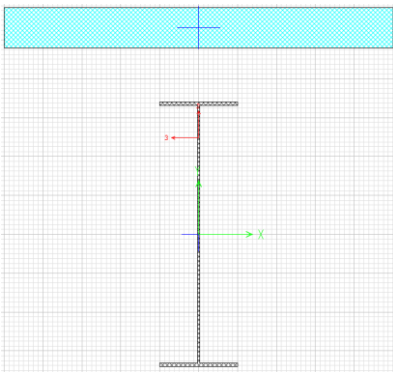
10.3.3 Parametri in 2a fase - To

Trasversi spalle:



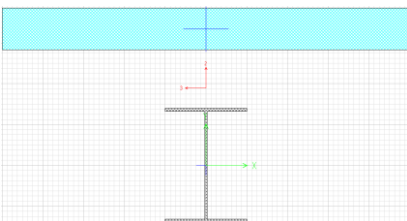
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0903	Section modulus about 3 axis	0.0203
Moment of Inertia about 3 axis	0.0208	Section modulus about 2 axis	0.0117
Moment of Inertia about 2 axis	7.300E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.0265
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0124
Shear area in 2 direction	0.0226	Radius of Gyration about 3 axis	0.4803
Shear area in 3 direction	0.0675	Radius of Gyration about 2 axis	0.2844
Torsional constant	1.528E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi pile:



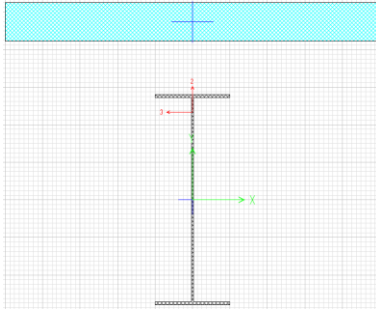
Properties			
Cross-section (axial) area	0.1506	Section modulus about 3 axis	0.0426
Moment of Inertia about 3 axis	0.076	Section modulus about 2 axis	0.0444
Moment of Inertia about 2 axis	0.0555	Plastic modulus about 3 axis	0.0616
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0466	Radius of Gyration about 3 axis	0.7104
Shear area in 3 direction	0.1088	Radius of Gyration about 2 axis	0.6069
Torsional constant	2.357E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi VAR1:



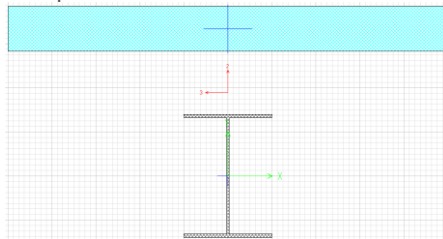
Properties			
Cross-section (axial) area	0.1356	Section modulus about 3 axis	0.0195
Moment of Inertia about 3 axis	0.0195	Section modulus about 2 axis	0.0444
Moment of Inertia about 2 axis	0.0555	Plastic modulus about 3 axis	0.0281
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0449	Radius of Gyration about 3 axis	0.3793
Shear area in 3 direction	0.1087	Radius of Gyration about 2 axis	0.6396
Torsional constant	2.356E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Trasversi VAR2:



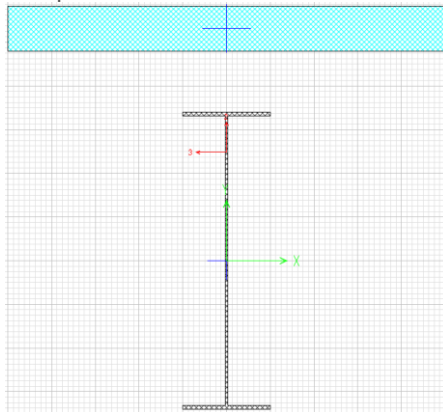
Properties			
Cross-section (axial) area	0.1461	Section modulus about 3 axis	0.0349
Moment of Inertia about 3 axis	0.0543	Section modulus about 2 axis	0.0444
Moment of Inertia about 2 axis	0.0555	Plastic modulus about 3 axis	0.0503
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0445	Radius of Gyration about 3 axis	0.6097
Shear area in 3 direction	0.1088	Radius of Gyration about 2 axis	0.6162
Torsional constant	2.357E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Campata 30m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.1356	Section modulus about 3 axis	0.0195
Moment of Inertia about 3 axis	0.0195	Section modulus about 2 axis	0.0444
Moment of Inertia about 2 axis	0.0555	Plastic modulus about 3 axis	0.0281
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0449	Radius of Gyration about 3 axis	0.3793
Shear area in 3 direction	0.1087	Radius of Gyration about 2 axis	0.6396
Torsional constant	2.356E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Campata 50m:



Properties			
Cross-section (axial) area	0.1506	Section modulus about 3 axis	0.0426
Moment of Inertia about 3 axis	0.076	Section modulus about 2 axis	0.0444
Moment of Inertia about 2 axis	0.0555	Plastic modulus about 3 axis	0.0616
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0421
Shear area in 2 direction	0.0466	Radius of Gyration about 3 axis	0.7104
Shear area in 3 direction	0.1088	Radius of Gyration about 2 axis	0.6069
Torsional constant	2.357E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

11 MODELLI DI CALCOLO

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti “SAP 2000 NonLinear” della Computer and Structures, Inc.

Le analisi sul ponte in oggetto, sono state condotte mediante appositi modelli matematici agli elementi finiti (E.F.).

A seconda delle azioni e degli elementi strutturali, sono stati considerati differenti modelli:

- per le travi d'acciaio ed i traversi nei confronti dei carichi verticali, è stato adottato un modello globale a graticcio. In questo modello, inoltre, si sono considerati tutti gli effetti di tira e spingi verticale indotti dalle forze orizzontali trasversali (vento, sisma, etc.).
- per la soletta nei confronti degli effetti locali è stato adottato un modello di trave continua su appoggi fissi.

11.1 Modello per verifiche globali

Tale modello schematizza la struttura dell'impalcato attraverso un graticcio piano di quattro travi posizionate nel baricentro delle sezioni omogeneizzate (diverse per ogni fase). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali (traversi) di caratteristiche inerziali equivalenti tali da rappresentare le sezioni diaframmate dell'impalcato. Gli sbalzi longitudinali della soletta su ciascuna trave (retro-travi) sono stati modellati mediante elementi rigidi.

Il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo la direzione longitudinale dell'impalcato.

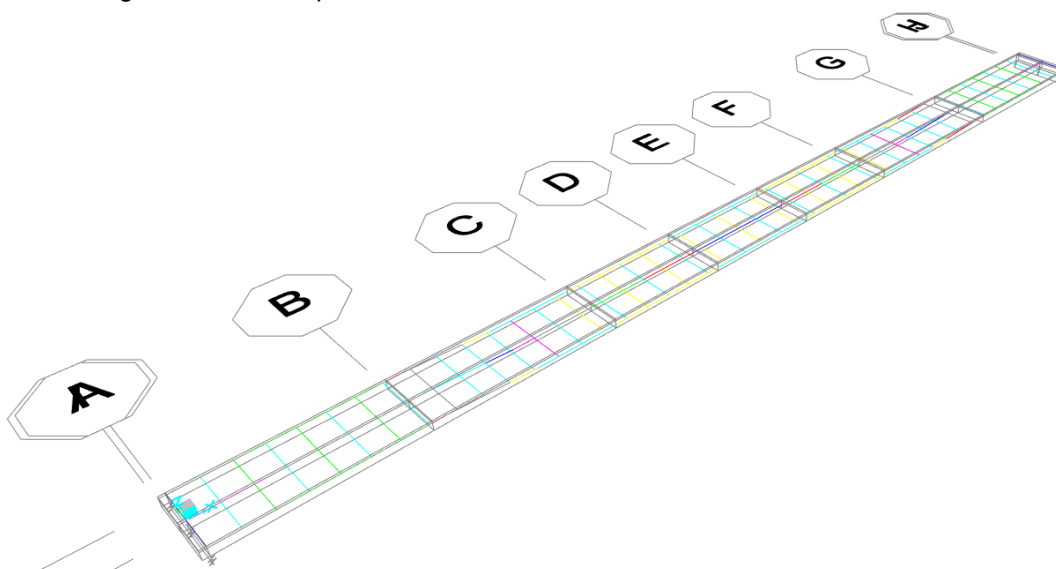


Figura 6 – Modello dell'impalcato (schematizzazione a graticcio)

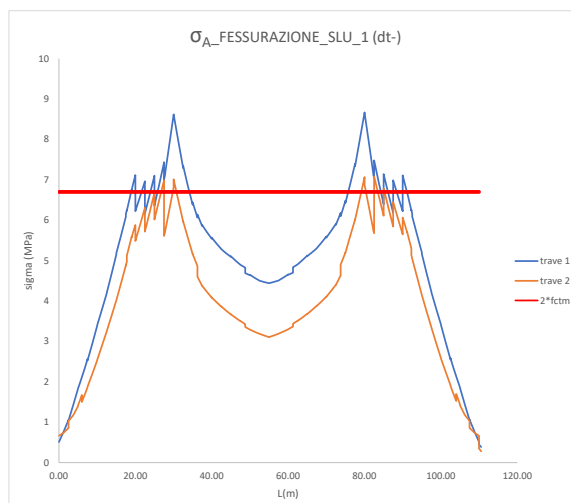
Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione: con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio (fase 1).
- fase a tempo T_0 : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_0 = E_{acc}/E_{cls}$ (fase 2 T_0).
- fase a tempo T_{00} : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_{00} = E_{acc}/E_{cls,viscoso}$ (fase 2 T_{00}).

Al fine di determinare nella zona a momenti negativi (appoggi in corrispondenza delle pile) la lunghezza in cui non considerare il contributo della soletta (soletta non reagente: SNR) sono state eseguite due modellazioni della struttura sia per al tempo T_0 che al tempo T_{00} .

Nella prima modellazione si considera la soletta reagente (SR) ovunque per valutare la parte di struttura dove la tensione di trazione nel calcestruzzo supera 2 volte il valore della f_{ctm} ; il tratto in cui si verifica la suindicata condizione si estende per circa 18m in corrispondenza dell'appoggio centrale.

Si riporta l'involuppo dei massimi relativo alla tensione massima di trazione calcolata in estradosso soletta relativa alla combinazione SLU1 con variazione termica positiva.



In questo modo nella seconda modellazione (SNR), nella parte di struttura determinata come sopra non è stato considerato il contributo della soletta.

Le azioni elementari considerate per ogni modello sono riportate nelle tabelle seguenti:

fase 1 (acciaio)	
carico	descrizione
G1ppa	peso carpenteria metallica
G1sol	peso soletta
G1cor	Peso cordoli

fase 2 (too)	
Carico	descrizione
G2perm	peso permanenti portati
Ritiro	ritiro
Cedimenti	Cedimenti vincolari pile e spalle

fase 2 (to)	
carico	descrizione
Wy_car	vento
Q	azioni da traffico
dt_diff	variazione termica
Ex Ey Ez	Sisma SLC/SLV

Dal momento che l’impalcato presenta uno schema statico continuo e risulta poggiante su isolatori in elastomero-armato, il modello globale a graticcio di cui sopra, nelle tre fasi di verifica considerate, è stato completato inserendo sia il sistema di isolamento sia le sottostrutture. Per valutare la risposta nei confronti delle azioni sismiche di progetto è stata eseguita una analisi dinamica lineare con spettro di progetto come definito al § 7.3.10.

Al fine di rappresentare correttamente il comportamento visco-elastico dei dispositivi di isolamento e in relazione alla tipologia di analisi utilizzata per definire la risposta alle azioni sismiche, il sistema di isolamento è stato modellato come “lineare equivalente”. Tale schematizzazione è risultata possibile dal momento che risultano soddisfatte tutte le condizioni di cui al § 7.10.5.2 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare ogni dispositivo di isolamento (sei per le pile e sei per le spalle) è stato modellato con un elemento “link” a comportamento lineare. Per tali elementi è stata adottata una rigidità nelle due direzioni orizzontali pari alla “rigidità orizzontale equivalente” $K_{h,eq}$ del dispositivo per una deformazione a taglio γ corrispondente ad uno spostamento massimo pari al valore limite di progetto. Inoltre, al fine di simulare la deformabilità verticale dei dispositivi, a tali elementi è stata assegnata una rigidità verticale $K_{v,iso}$ funzione delle dimensioni del dispositivo adottato.

Il comportamento viscoso dei dispositivi, quindi del sistema di isolamento, è stato messo in conto secondo quanto specificato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018, riducendo le ordinate dello spettro elastico di progetto in direzione orizzontale per tutto il campo di periodi T maggiore uguale a $0.8 T_{is}$, dove T_{is} è il periodo del sistema di isolamento ottenuto dalla analisi modale del modello di calcolo. Tali ordinate sono state ridotte considerando nel suddetto campo di periodi, un valore del coefficiente η (§3.2.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018) corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento $\zeta_{,eq}$. In particolare è stato assunto uno $\zeta_{,eq} = 15\%$ relativo ad una deformazione a taglio γ corrispondente ad uno spostamento massimo pari al valore limite di progetto del dispositivo.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per le azioni sismiche orizzontali utilizzati nelle analisi condotte:

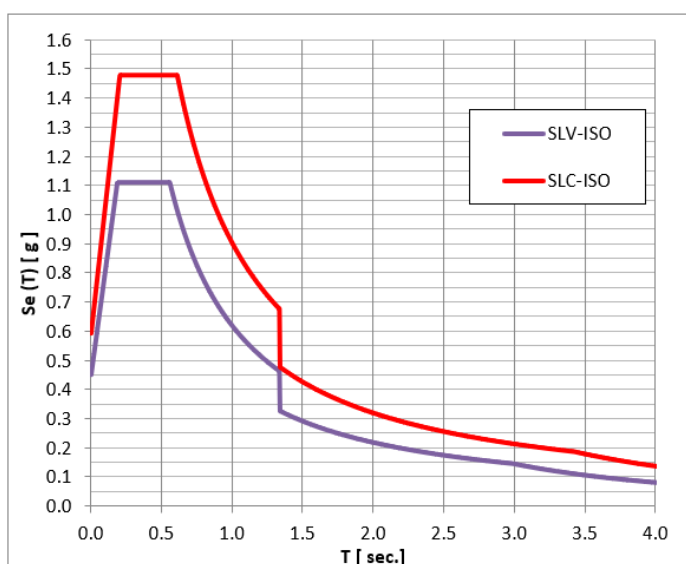


Figura 7 – Spettro di progetto analisi globali

Le pile sono state modellate con un elemento frame avente sezione costante nel tratto compreso tra l'estradosso plinto e l'inizio del tratto variabile e un secondo frame anche esso a sezione costante pari alla sezione media nel tratto variabile (vedasi documento T00CV01STRRE04 per maggiori chiarimenti sulla carpenteria delle pile). Nel modello si è tenuto conto della differente altezza delle due pile (tratto a sezione costante). In testa alla pila nel modello di calcolo sono stati inseriti dei braccetti rigidi che schematizzano il pulvino e i baggioli a cui sono collegati gli elementi che simulano gli isolatori. Al fine di considerare opportunamente l'interazione tra terreno e struttura, alla base della pila (ed in particolare ad intradosso plinto) sono state inserite delle molle elastiche nelle direzioni verticale **kv** (ortogonale al piano di giacitura del plinto), orizzontale **kh** e rotazionale **kθ** (nelle due direzioni nel piano di giacitura del plinto). Di seguito si riportano i valori di tali rigidezze, definite a partire dalla geometria della fondazione (numero e lunghezza dei pali) e delle caratteristiche geotecniche del sito (vedasi §5):

Kv	Kh	Kθ
(kN/m)	(kN/m)	(kNm/rad)
5 591 121	2 009 369	48 307 286

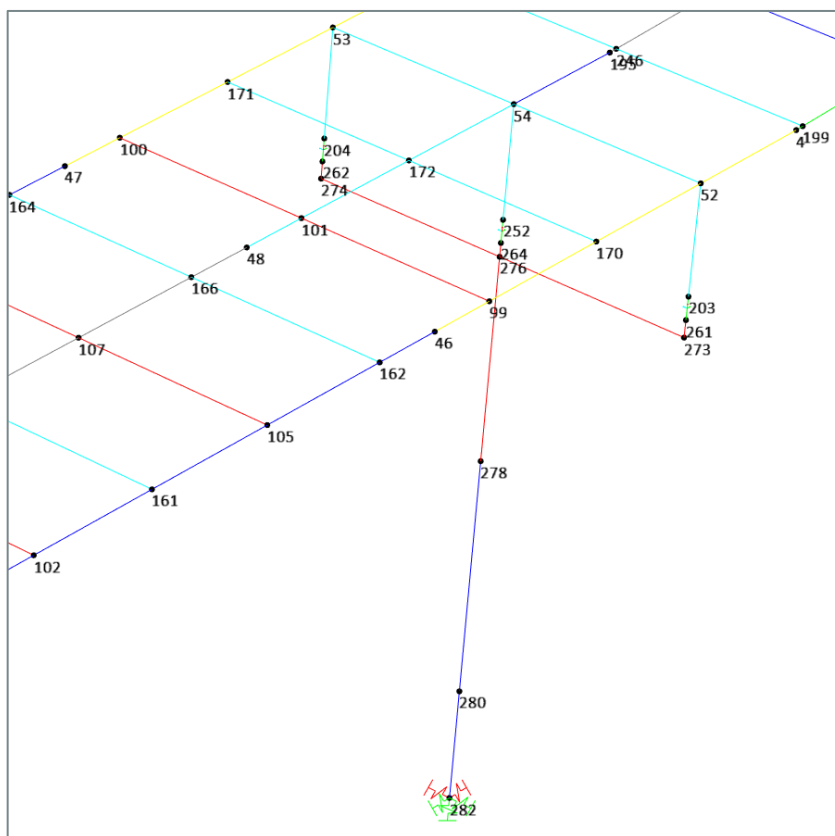


Figura 8 – Modello dell'impalcato (schematizzazione della generica pila)

Per la determinazione della rigidezza della molla verticale, si è tenuto conto sia della rigidezza del palo che di quella dell'interfaccia palo-terreno, considerando le due molle in serie.

La rigidezza del palo è stata calcolata come EA/L mentre quella dell'interfaccia palo-terreno è stata scomposta in due contributi, quello laterale e quello alla punta.

Nella tabella seguente si riportano le rigidezze ottenute:

Rigidezza laterale		Rigidezza alla punta	
K _{LT}	829472.2	K _P	47883
K _{ass}	1856864		
K_{TOT1}	573352.3	K_{TOT2}	47883

Tra loro queste due molle sono in serie; pertanto, per il singolo palo, in direzione verticale, si ottiene il seguente valore:

K_{v_1palo}	621236	kN/m
----------------------------	---------------	------

Moltiplicando per il numero di pali (9) è stato ottenuto il valore della rigidezza verticale della fondazione (9 x 621 236 = 5 591 121 kN/m).

Per la rigidezza orizzontale, è stato considerato un modello shear type per il sistema plinto+pali incastrato in corrispondenza del doppio della lunghezza caratteristica del palo.

In tal modo, la rigidezza orizzontale ($12 EJ / (2\lambda)^3$) risulta pari a

K_{h_1palo}	223263	kN/m
----------------------------	---------------	------

Moltiplicando per il numero di pali (9) è stato ottenuto il valore della rigidezza orizzontale della fondazione (9 x 223 263 = 2 009 369 kN/m).

Da considerazioni di equilibrio alla rotazione, è stato ottenuto il valore della rigidezza rotazionale della fondazione:

Rigidezza rotazionale		
	3 x 3 pali	m
XG_fila1	3.6	m
XG_fila2	0	m
np_1fila	3	m
k_1palo	621236	kN/m
K θ	48307286	kNm/rad

Nel modello di calcolo le spalle, invece, sono state assunte di infinita rigidezza, collegando gli elementi che simulano gli isolatori alla base tramite un braccio rigido dotato di un vincolo di incastro.

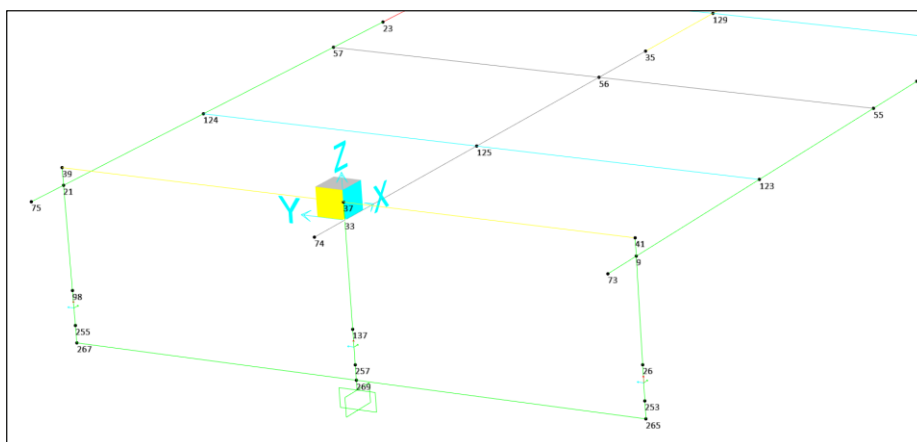


Figura 9 – Modello dell'impalcato (schematizzazione della generica spalla)

Nella successiva figura si riporta una vista complessiva del modello di calcolo utilizzato nelle verifiche globali.

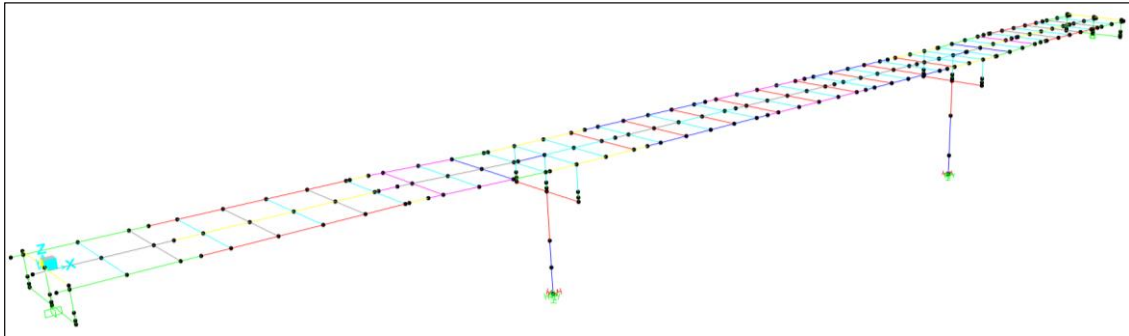
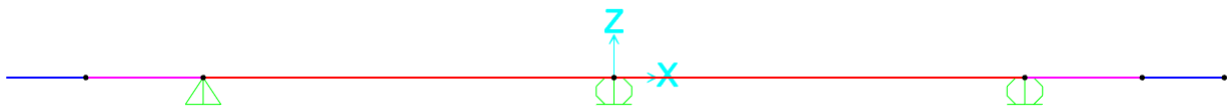


Figura 10 – Modello dell'impalcato (modello completo)

11.2 Modello trasversale della soletta

La soletta è stata studiata come una trave continua su 3 appoggi, posti ad interasse di 3.50 m. Il modello agli elementi finiti, realizzati con programma Sap2000, si riferisce ad una striscia trasversale di 1.0 m di soletta.

Di seguito si riporta uno schema di tale modello:



La rigidezza degli elementi è stata assunta variabile e calcolata con una altezza media per i tratti di soletta relativi al cordolo, allo sbalzo e alla campata e sono pari a:

- Altezza soletta campata 27.0 cm;
- Altezza soletta sbalzo 21.5 cm;
- Altezza soletta cordolo 20.0 cm (restante cordolo modellato come carico);

11.2.1 Azioni per il modello trasversale

I carichi permanenti sono i seguenti.

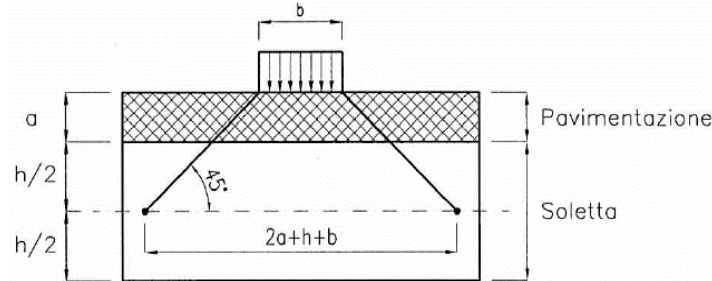
- | | |
|-----------------------------------|--|
| - Peso proprio soletta + predalle | = 25 kN/m ³ (calcolato dal programma) |
| - Pavimentazione (s=0.12m) | = 2.64 kN/m (/m) |
| - cordoli (Hsx = Hdx = 0.15m) | = 3.75 kN/m (/m) |
| - Sicurvia + barriera (2x) | = 1.50 kN (/m) |
| - veletta (2x) | = 3.50 kN (/m) |

Le azioni variabili da traffico considerate sono le seguenti.

Azioni sulla pavimentazione stradale (assunte mobili in direzione trasversale sulla larghezza della pavimentazione al fine di massimizzare gli effetti) da D.M. 17 gennaio 2018:

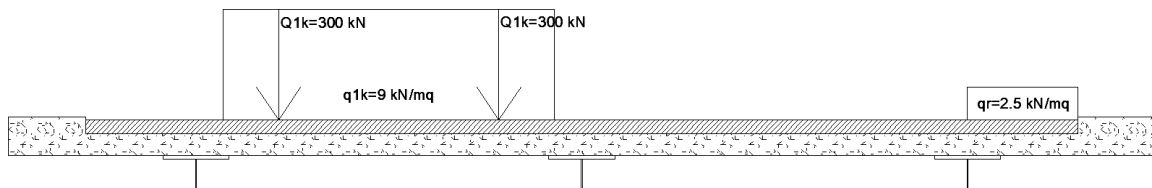
- | | | |
|---|---------------------------|------------------------------|
| - schema di carico 1 con 1 corsia caricata: | $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ | $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$ |
| - schema di carico 1 con 2 corsie caricate: | $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ | $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$ |
| | $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ | $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/mq}$ |
| - schema di carico 1 con corsia rimanente: | $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ | $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$ |
| | | $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/mq}$ |
| - schema di carico 2 con carico asse | $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ | (200 kNx2 impronte). |

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della relativa impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della soletta secondo il seguente schema:

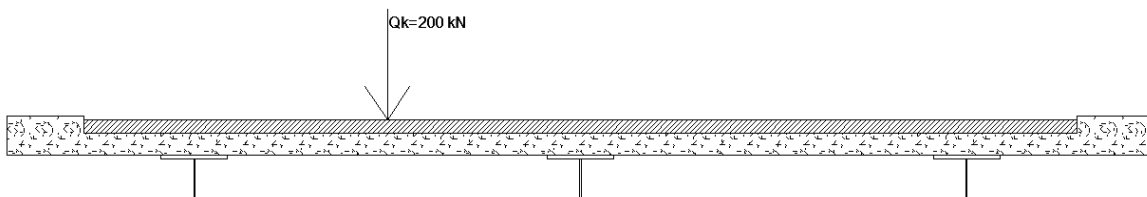


Al fine di massimizzare le sollecitazioni in campata, in prossimità dell'appoggio dello sbalzo e della mezzeria, i carichi variabili da traffico sono stati applicati secondo diversi schemi statici come mostrato di seguito.

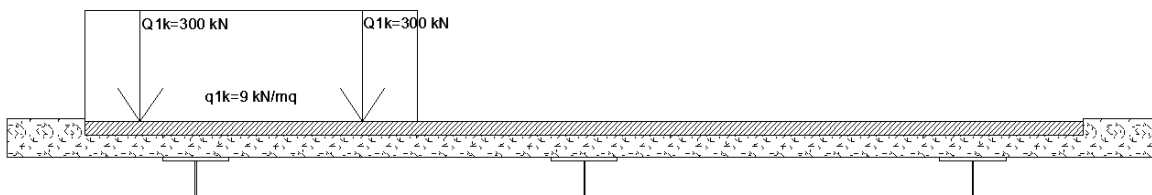
- **Configurazione 1** – massimizzazione del momento in campata. Si utilizza lo schema di carico 1 applicando il carico distribuito e i tandem (doppia impronta) della corsia convenzionale 1 in mezzeria della campata e il carico distribuito della corsia rimanente sullo sbalzo opposto:



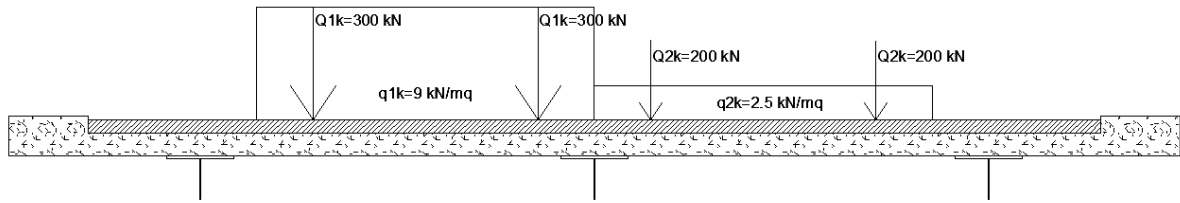
- **Configurazione 2** – massimizzazione del momento in campata. Si utilizza lo schema di carico 2 applicando il carico asse (singola impronta) in mezzeria della campata:



- **Configurazione 3** – massimizzazione del momento sull'appoggio lato sbalzo. Si utilizza lo schema di carico 1 il carico distribuito e i tandem (doppia impronta) della corsia convenzionale 1 a partire dal limite del nero (filo cordolo):

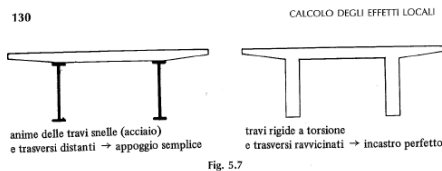


- **Configurazione 4** – massimizzazione del momento sull'appoggio centrale. Si utilizza lo schema di carico 1 applicando il carico distribuito e tandem (doppia impronta) delle corsie convenzionali 1 e 2, a cavallo dell'appoggio considerato:



- Configurazione 5 – massimizzazione del taglio sulla soletta. Si involuppano più schemi statici che vedono il carico tandem della singola ruota da schema di carico 2 posizionata ai lati dell'appoggio laterale e in campata.

Al fine di considerare il comportamento a piastra della soletta per effetto di carichi mobili concentrati le relative sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo sono state ripartite su una larghezza di soletta ottenuta proiettando in pianta l'impronta del carico fino all'asse delle travi, secondo quanto specificato nelle successive immagini:



adiacenti oltre che alle travi ed ai trasversi, ne deriva una notevole incertezza nel definire questi vincoli.
 Nei casi più frequenti si adotta l'ipotesi del semincastro che prevede l'incastro perfetto all'attacco con le travi, ai fini del calcolo dei momenti negativi, ed una situazione intermedia tra l'incastro perfetto e l'appoggio semplice per la valutazione dei momenti positivi (figura 5.6).
 La maggiore cautela in genere adottata nel valutare i momenti negativi è dovuta al fatto che la perdita di forma della sezione trasversale vista in 5.1 finisce con l'aggravare le sollecitazioni in prossimità delle travi.
 Esistono comunque casi in cui è possibile definire con maggiore precisione i vincoli della soletta, come indicato in figura 5.7.
 Una volta decisi in qualche modo i vincoli il problema si riduce a quello, noto, del calcolo di una piastra rettangolare ed a questo fine risultano molto utili le superfici di influenza di cui si è parlato nel capitolo 4.
 Si hanno inoltre molti testi che forniscono direttamente le sollecitazioni nelle piastre per carichi parziali, già citati nella bibliografia del capitolo precedente.
 In sede di predimensionamento, poiché in molti impalcati la distanza tra i trasversi è molto maggiore di quella tra le travi ($l_y/l_x > 2.0$ figura 5.8), è lecito riferirsi a piastre di lunghezza infinita, cioè $l_y = \infty$.
 Bisogna allora distinguere il caso di carico uniformemente ripartito su tutta la piastra, per cui si ha deformata cilindrica cioè con curvature nulle lungo l'asse y , dal caso di carico parziale, per il quale si ha una deformata a doppia curvatura (figura 5.9).

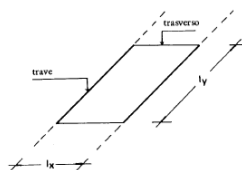
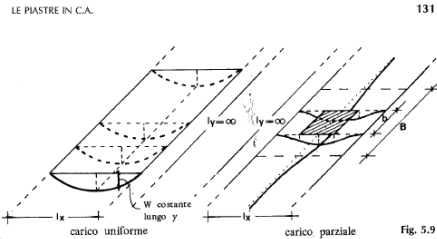


Fig. 5.8



Nel primo caso i momenti lungo y saranno dovuti alla sola contrazione laterale impedita, e cioè:

$$M_y = -\nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \text{con } D = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.3)$$

Nel caso di calcestruzzo si assume spesso $\nu=0$ e pertanto $M_y=0$: ne consegue che ogni striscia elementare supporta il carico che grava su di essa, senza ricevere alcun sostegno dalle strisce adiacenti; spesso si dice, impropriamente, che la soletta ha un comportamento "a trave".

Nel secondo caso invece si hanno comunque momenti anche lungo y , pur se di entità minore rispetto a quelli che si hanno lungo x . Ciò porta ad una collaborazione tra la striscia direttamente caricata e quelle adiacenti. Di questa collaborazione, cioè in pratica dell'effetto piastra, si può tener conto, in primissima approssimazione, conducendo un calcolo a trave, ma supponendo reagente una larghezza convenzionale pari a (figura 5.9):

$$B = b + l_x/2 \quad (5.4)$$



Fig. 5.10

In tal modo si hanno due diverse distribuzioni dei carichi mobili a seconda che gli stessi sono posizionati sullo sbalzo (proiezione dell'impronta del carico fino all'asse della trave di bordo) o tra le travi interne (proiezione dell'impronta del carico fino all'asse della trave interna).

Per le restanti azioni assunte come uniformemente distribuite lungo lo sviluppo del ponte (carichi permanenti, vento, componente uniforme del traffico) e' stata considerata una larghezza di soletta unitaria.

Naturalmente in questo modo non si ha la possibilità di valutare i momenti lungo y , per cui è buona norma considerare momenti positivi e negativi longitudinali pari ad almeno il 25% di quello massimo calcolato lungo x .

Criteri analoghi si possono seguire per valutare in modo approssimato le sollecitazioni in una lastra a sbalzo, in cui si ammette una diffusione degli sforzi a 45° (figura 5.10).

In questo caso, qualora il carico P sia concentrato o ripartito su un'impronta a $x \times b$ piccola rispetto alla luce l dello sbalzo, si può ammettere a favore della sicurezza che il momento all'incastro per unità di lunghezza valga semplicemente:

$$m_x = P/2 \quad (5.5)$$

e la larghezza collaborante risulti:

$$B = 2 \cdot x_p \quad (5.6)$$

Questo qualora la soletta abbia spessore costante poiché se S cresce verso l'incastro anche il momento cresce. Così ad esempio per lo spessore all'incastro S_1 pari rispettivamente a 2 o 3 volte quello dell'estremo libero, un carico lvi concentrato origina un momento di incastro pari a:

$$m_x = 0,576 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 2 \cdot S)$$

$$m_x = 0,631 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 3 \cdot S)$$

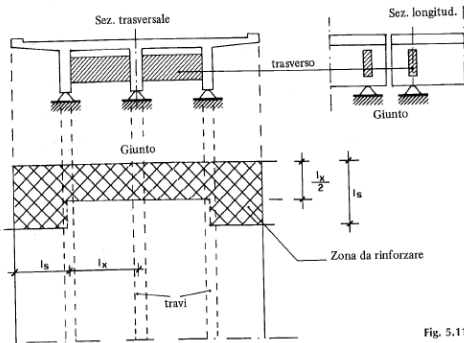


Fig. 5.11

Alle estremità degli sbalzi si hanno in genere cordoli per delimitare i marciapiedi o per alloggiare i sicurvia.

Qualora questi cordoli siano continui, essi migliorano la ripartizione del carico sulla soletta a sbalzo.

Poiché però non vengono quasi mai adeguatamente armati, è consigliabile non tenerne conto nei calcoli.

Particolare attenzione va posta nelle zone prossime ai giunti quando, per ragioni costruttive, il trasverso di estremità non è solidale alla soletta che quindi risulta avere un lato libero (figura 5.11).

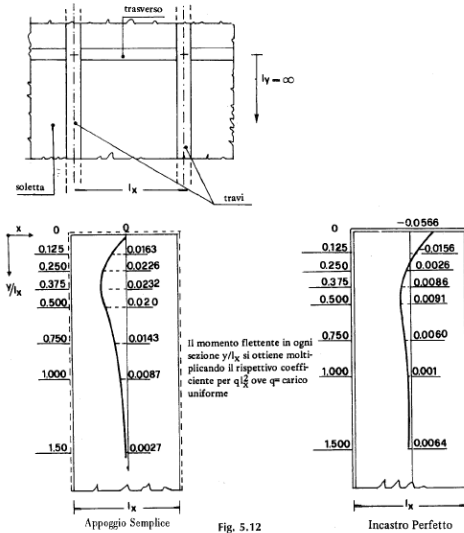


Fig. 5.12

Di seguito si riportano i valori della larghezza collaborante per i meccanismi resistenti a flessione:

Calcolo larghezza di diffusione della ruota

Larghezza ruota	0.4	m
sp. Pavimentazione	0.12	m
sp. Soletta minimo	0.2	m

Larghezza di diffusione a piano medio soletta per sezione corrente

Ld	0.84	m
----	------	---

Calcolo larghezze collaboranti della soletta per carichi localizzati (tandem)

Caso 1: sollecitazioni (M;V) in campata (tra due travi longitudinali) per la sezione corrente

Luce campata	3.5	m
Interasse longitudinale	1.2	m
Larghezza collaborante	3.79	m

Caso 2: sollecitazioni (M;V) sbalzo per la sezione corrente

Distanza asse ruota-incastro	0.5	m
Interasse longitudinale	1.2	m
Larghezza collaborante	3.04	m

Si specifica, inoltre, che i valori di L_c riportati in precedenza fanno riferimento alla sezione corrente dell'impalcato, ossia lontana dalla zona di giunto. Per le zone di giunto vengono utilizzati valori ridotti. Data la presenza di trasversi, nella sezione vicino al giunto, si analizza solo la zona di sbalzo ove si considera una lunghezza collaborante pari a $L_c = 2.32m$ in quanto l'impronta del carico viene

considerata a filo giunto. In tali zone i carichi variabili da traffico andranno poi opportunamente incrementati del fattore di amplificazione dinamica per via del passaggio dei veicoli sul giunto:

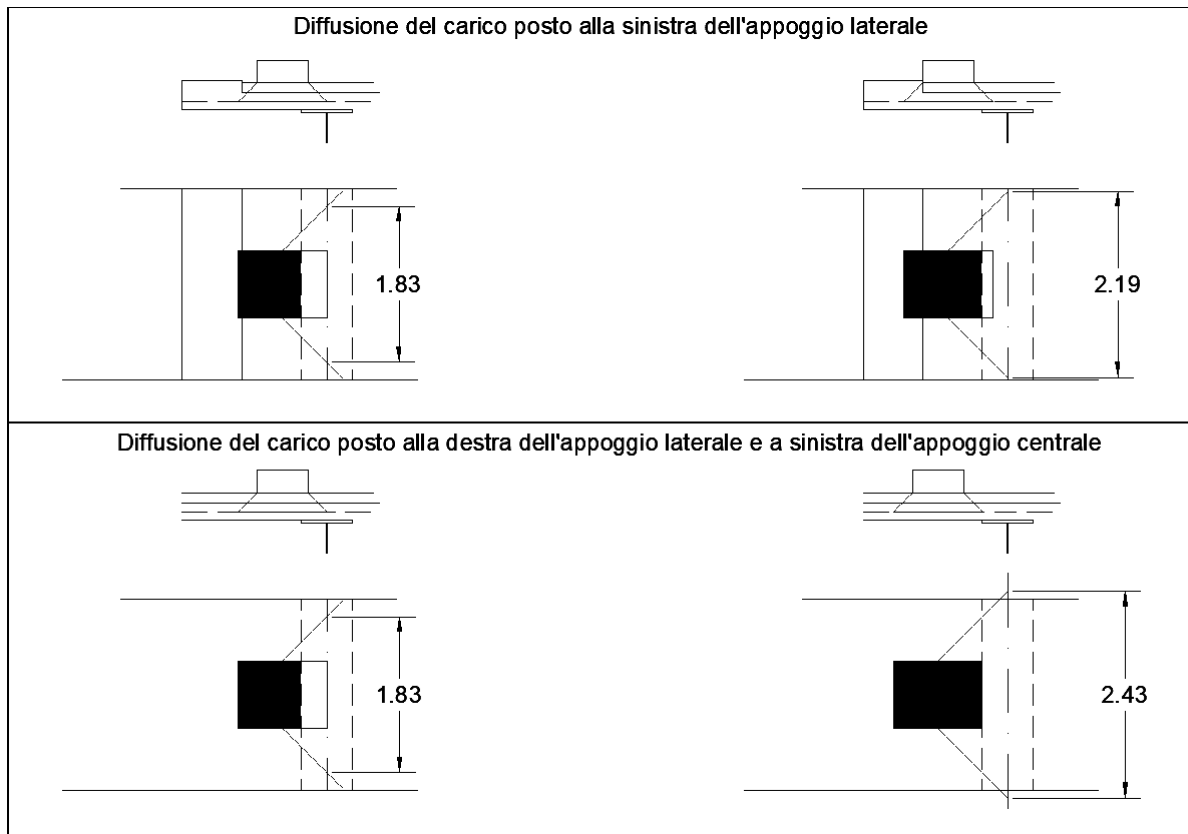
In prossimità di un giunto d’espansione può essere necessario considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\varphi_{fat}$ da applicare a tutti i carichi e dato da

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \quad [C5.1.2]$$

dove d è la distanza della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m.

La sezione analizzata è la più vicina al giunto per cui $\Delta\varphi_{max} = 1.30$.

Per quanto riguarda la sollecitazione tagliante, al fine di ricavare la giusta diffusione del carico, è stata adottata la seguente schematizzazione, diffondendo il carico sino al piano medio della soletta.



Il carico tandem relativo alla singola impronta dello schema di carico 2 (200 kN), viene quindi diffuso sino al piano medio della soletta e diviso per i valori di lunghezza collaborante L_c riportati in figura. I carichi così ricavati vengono applicati nelle posizioni descritte sul modello della soletta e se ne esegue l’inviluppo, con il quale si eseguono poi le verifiche.

Le sollecitazioni di verifica sono state assunte pari alle massime derivanti dai diversi schemi di carico sopra indicati.

Per i carichi dovuti all'urto di un veicolo in svio, in ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.10, si rimanda al §7.3.12.

12 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI

12.1 Travi: verifica di resistenza allo SLU

Le verifiche sono state condotte per tutte le combinazioni di normativa, tuttavia si riportano di seguito le tensioni relative alle condizioni di carico più gravose. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come positive le tensioni di trazione. Le unità di misura utilizzate per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

I moduli di resistenza utilizzati per effettuare le verifiche sono di 4 tipi:

- fase 1: solo trave d'acciaio;
- fase 2 T₀: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;
- fase 2 T_∞: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito.
- fase 2 SNR: trave d'acciaio ed armature a tempo t zero/infinito (senza soletta)

dove la sigla SNR significa “soletta non reagente”. Nel caso SNR le caratteristiche delle sezioni resistenti (quindi i moduli di resistenza) a T_∞ e T₀ sono uguali.

Per ogni combinazione di carico il calcolo delle tensioni per le sollecitazioni estratte dai modelli di calcolo che considerano la fessurazione della soletta (vedasi §11.1), è stato inizialmente condotto per tutte le sezioni nell'ipotesi di calcestruzzo reagente; successivamente, per le sezioni per le quali il cls è risultato teso, il calcolo è stato ripetuto con i moduli di resistenza SNR. In entrambe le ipotesi di sezioni resistenti, la tensione combinata è stata ricavata come somma delle tensioni ottenute utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla sollecitazione considerata moltiplicate per il coefficiente previsto nella combinazione di calcolo.

Per ciascuna sezione e ciascun punto di controllo (vedasi § 10.2) si riportano la tensione massima e minima (assiale, tangenziale) e ideale, relative all'involuppo delle combinazioni di verifica considerate. Dal momento che i carichi mobili sono stati modellati mediante moving load, per ogni sezione di verifica della trave si hanno 6 stati di sollecitazione composti M-V-N (Momento-Taglio-sforzo normale) per ogni configurazione trasversale del carico (fase 2 T₀), corrispondenti alle condizioni che massimizzano/minimizzano singolarmente una delle tre sollecitazioni (Mmax, Vmax, Nmax, Mmin, Vmin, Nmin).

Si riassumono, di seguito, le relazioni utilizzate per il passaggio dallo stato di sollecitazione a quello tensionale per ogni elemento/meccanismo resistente.

Travi d'acciaio:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W},$$

$$\tau = T / A_t,$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

dove A, W cambiano valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione (T₀ / T_∞), ed A_t è pari all'area del piatto d'anima della trave metallica.

Soletta:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{\text{GLOBALE}} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{\text{COAZIONE}} \right] \frac{1}{n_{om}}$$

dove A e W cambiano valore in funzione del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), A^* rappresenta l'area omogeneizzata della sola soletta e delle armature in essa incluse e N^* lo stato di coazione calcolato negli effetti primari del ritiro. In caso di SNR le tensioni nella soletta risultano nulle.

Armature:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{GLOBALE} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{COAZIONE} \right]$$

dove A e W cambiano valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), A^* rappresenta l'area omogeneizzata della soletta (se presente) e delle armature in essa incluse e N^* lo stato di coazione calcolato negli effetti primari del ritiro.

Scorrimento al piano di estradosso trave (dimensionamento pioli):

$$S = T \times B_s$$

dove B_s cambia valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione. B_s è pari al momento statico, relativo alla parte superiore ai connettori, diviso il momento d'inerzia totale: S_x/J .

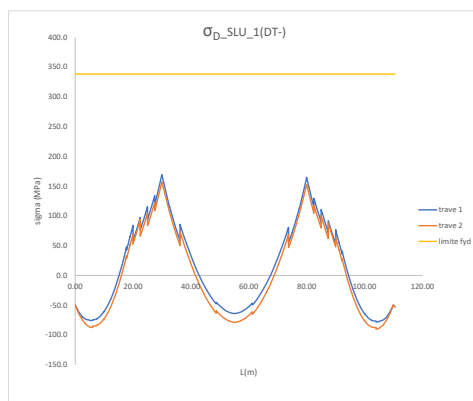
Convenzioni segni tensioni: - compressione; + trazione.

La condizione rappresentata, sezione per sezione, nei successivi diagrammi è relativa alla combinazione di carico SLU1 che è risultata essere la più gravosa delle combinazioni di carico considerate; il calcolo della tensione è stato eseguito nell'ipotesi di sezione reagente, in caso di soletta compressa, o SNR nel caso di calcestruzzo teso (ipotesi c.l.s. non reagente nella verifica sezionale).

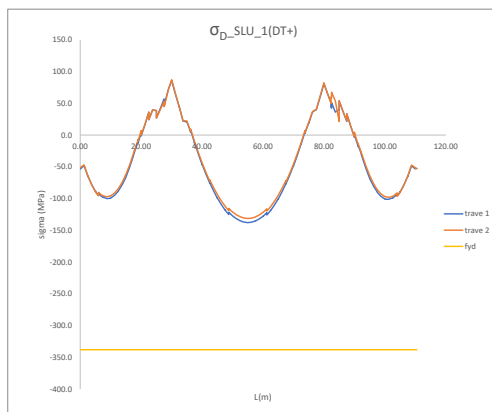
Per simmetria di comportamento, le verifiche sono rappresentate esclusivamente per una delle due travi esterne (trave 1) e per la trave interna (trave 2).

Tensione al lembo superiore della trave di acciaio (punto “D”):

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima nel punto di controllo D per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:

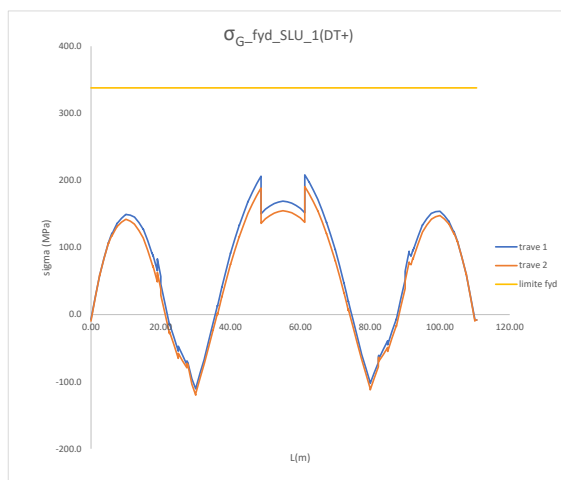


Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione minima nel punto di controllo D per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

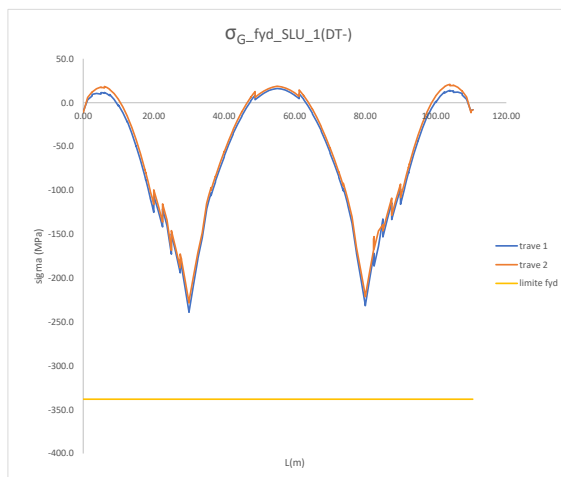


Tensione al lembo inferiore della trave di acciaio (punto “G”):

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima nel punto di controllo G per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

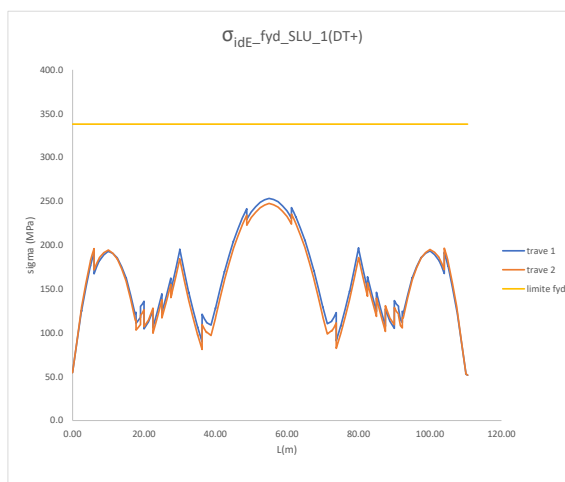


Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione minima nel punto di controllo G per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:

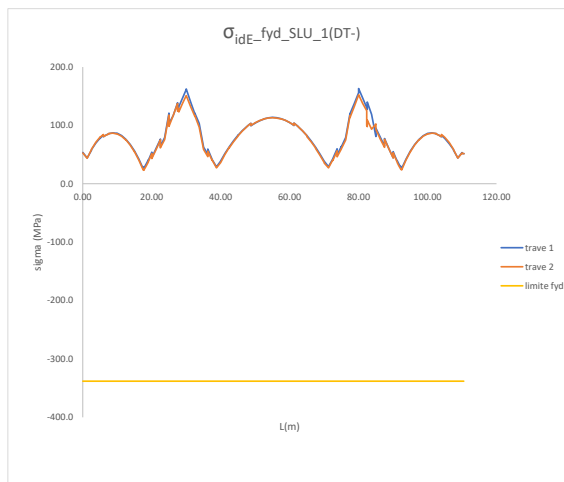


Tensione ideale lembo superiore dell’anima della trave di acciaio (punto “E”):

Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione ideale massima nel punto di controllo E per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

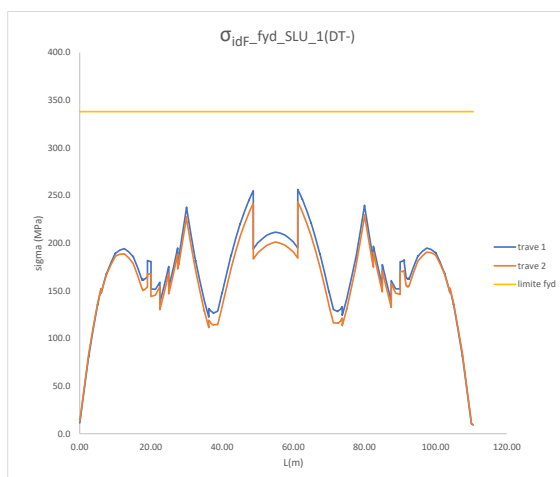


Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione ideale minimo nel punto di controllo E per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:

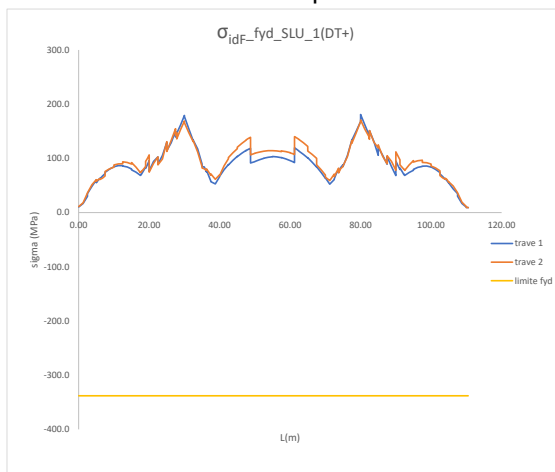


Tensione ideale lembo inferiore dell’anima della trave di acciaio (punto “F”):

Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione ideale massima nel punto di controllo F per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:



Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione ideale minima nel punto di controllo F per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

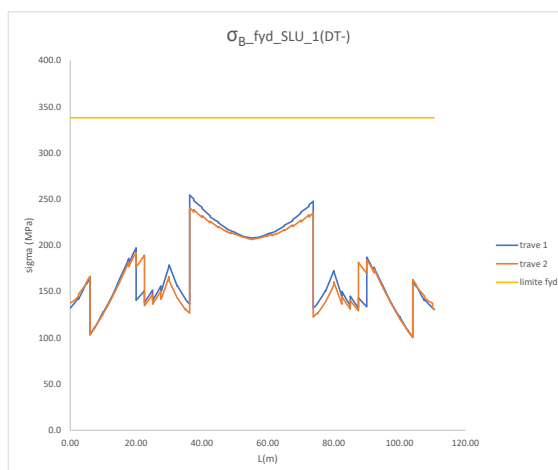


12.2 Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale

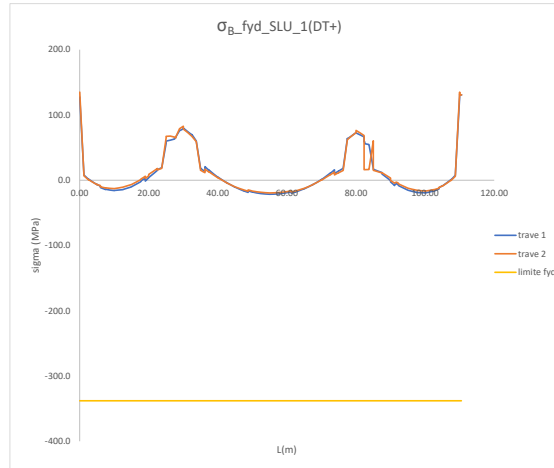
Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle tensioni nelle armature longitudinali sia per la trave esterna sia per quella interna. La combinazione rappresentata è la SLU 1, poiché è la più gravosa. I diagrammi sono relativi al caso di soletta non reagente (SNR) nei tratti in cui il calcestruzzo è risultato teso nel primo controllo di soletta reagente.

Si riportano i grafici della tensione nelle barre di armatura non considerando il contributo della soletta e le tensioni in corrispondenza della soletta.

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima nel punto di controllo B per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:



Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione minima nel punto di controllo B per le sezioni resistenti delle travi esterne (curva BLU) e centrale (curva ARANCIONE) dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:



Per ciò che riguarda la soletta, nei punti di controllo “A” e “C”, la condizione di massima compressione è relativa all'involuppo dei minimi della combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva.

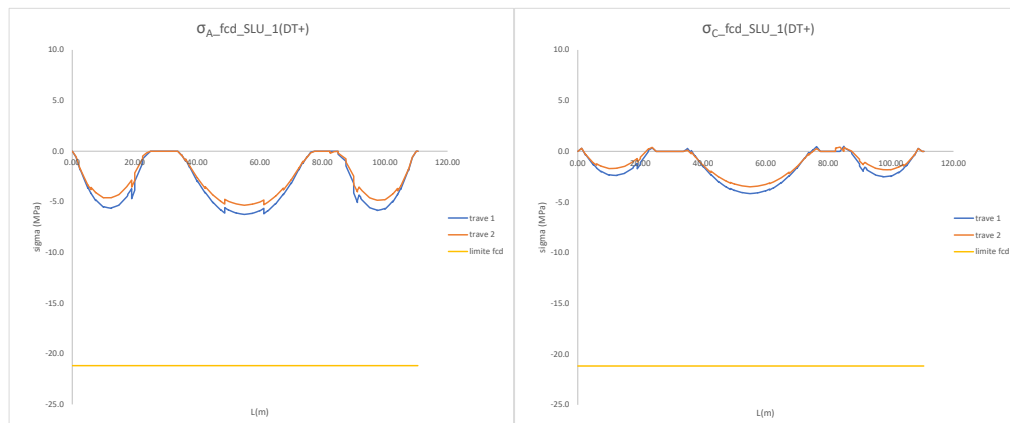


Figura 11 – Tensione minima in corrispondenza della soletta (punto “A” e “C”)

12.3 Soletta: verifica a fessurazione

Si effettua una verifica a fessurazione a tempo T_{∞} in corrispondenza dell'appoggio della pila per la trave esterna essendo questa la trave con le maggiori sollecitazioni.

La combinazione di carico per la determinazione delle sollecitazioni è la SLE FREQUENTE con il gruppo di azioni 1.

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.35 / 1.2 = 2.79 \text{ MPa}$$

Pertanto qualora la tensione risulta maggiore o uguale al suindicato valore occorre procedere con la verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

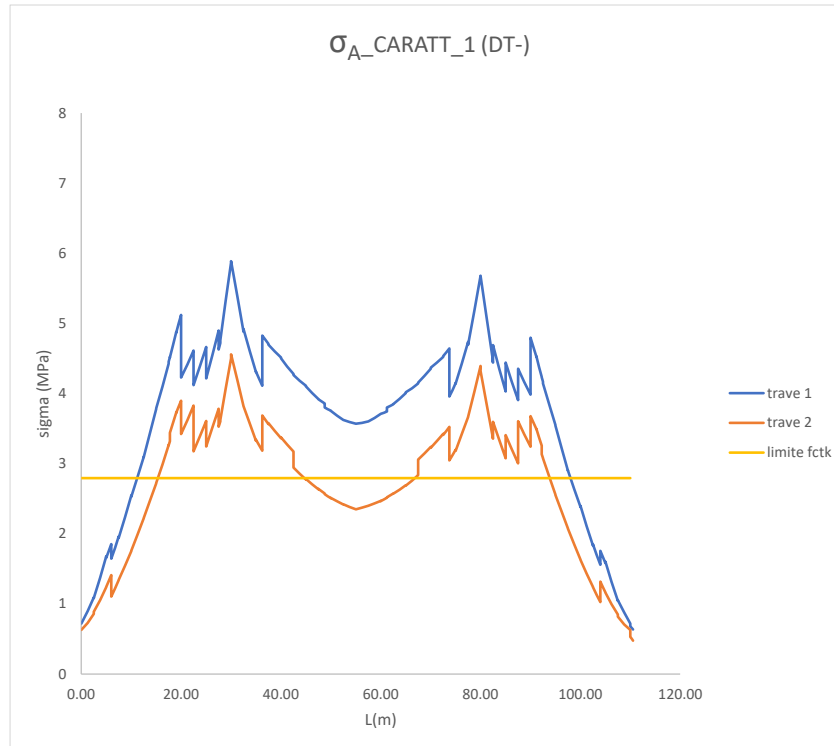
Convenzione sui segni adottati:

N>0: trazione

$M > 0$: tende le fibre all'intradosso della trave

$\sigma_t < 0$: compressione

Di seguito si riportano i diagrammi rappresentativi dell'andamento delle tensioni in estradosso soletta:



Come si evince dai risultati riportati nel grafico precedente la soletta risulta soggetta a fessurazione per cui in accordo con quanto prescritto ai §§4.1.2.2.4 e 4.1.2.2.4.5 delle NTC18 è stata effettuata la verifica sullo stato limite di apertura delle fessure.

Considerando delle condizioni molto aggressive, il valore limite dell'apertura della fessura è pari a $w_1 = 0.1\text{mm}$:

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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

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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure, w_k può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

ϵ_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ϵ_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{C,eff}$, dove $h_{C,eff}$ è il valore minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

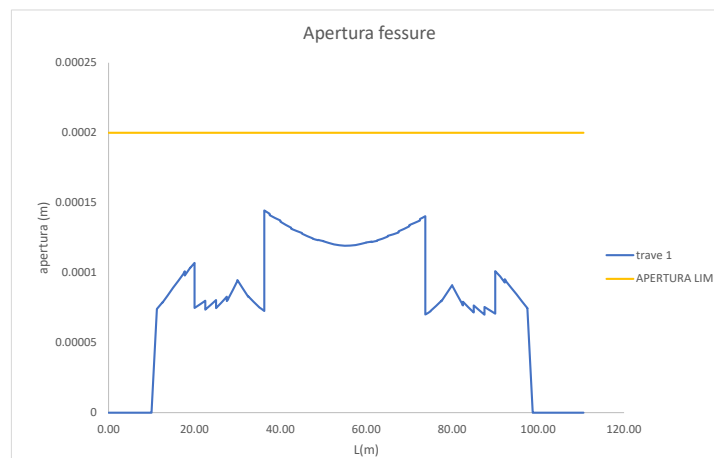
k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

Il valore caratteristico di apertura delle fessure è stato calcolato in accordo con la [4.1.14], [C4.1.5] e [C4.1.6].

la verifica risulta soddisfatta in tutte le sezioni. Si riporta un grafico rappresentativo dell'andamento dell'apertura delle fessure ed il relativo limite ammissibile.



12.4 Riepilogo tensioni agenti sulla trave allo SLU

Tutte le suindicate tensioni sono inferiori ai seguenti limiti tensionali:

$$\sigma_c = 6.24 \text{ Mpa} < f_{cd} = 21.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_\phi = 245.48 \text{ Mpa} < f_{yd} = 391.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a = 206.62 \text{ MPa} < f_{yd} = 338.1 \text{ Mpa } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$\sigma_a < f_{yd} = 319.0 \text{ Mpa } t > 40 \text{ mm}$$

$$\tau_a < f_{yd} / \sqrt{3} = 195.2 \text{ Mpa } t \leq 40 \text{ mm}$$


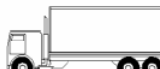



$$\tau_a < f_{yd} / \sqrt{3} = 184.2 \text{ Mpa } t > 40 \text{ mm}$$

12.5 Verifiche allo stato limite di fatica

Si conduce una verifica per vita illimitata secondo quanto indicato al § 5.1.4.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso.

Si assume il modello di carico di fatica 2 rappresentato dalla Tab. 5.1.VII del D.M. 17 gennaio 2018 di seguito riportata:

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Tale modello non considera gli effetti di più corsie di carico sull'impalcato esaminato.

I coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica sono:

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Si assume $\gamma_{Mf} = 1.35$.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

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

oppure che :

$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

Dove $\Delta\sigma_{max,d}$ e $\Delta\tau_{max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto desunti dal modello di calcolo delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico considerato, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_D = 0.549 \Delta\tau_C$)

Definizione delle resistenze a fatica.

Attraverso le seguenti figure si definisce “Classe del dettaglio”, la resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ corrispondenti a 2×10^6 cicli di carico e “Limiti di fatica ad ampiezza costante” $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$, corrispondenti a 5×10^6 cicli di carico.

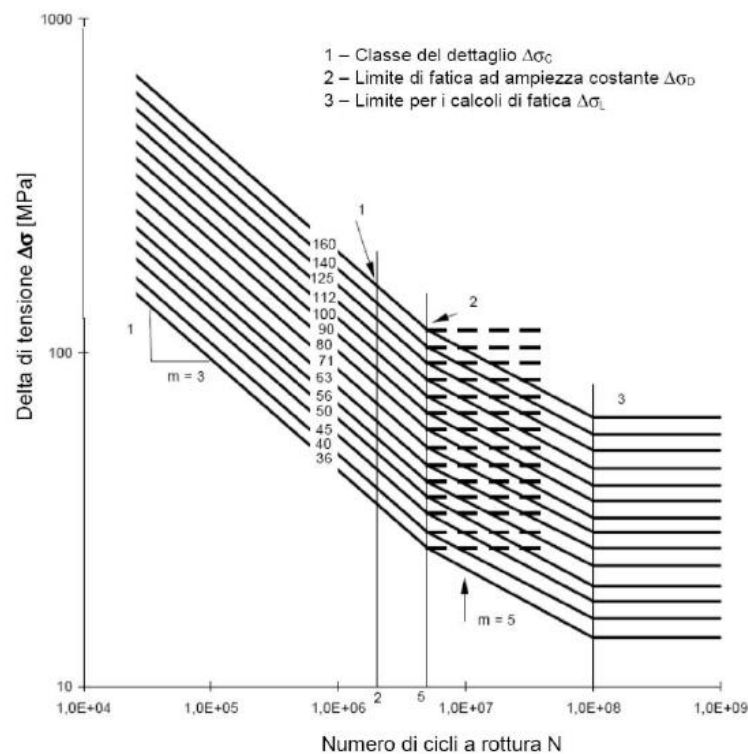


Fig. 2.7.1.1.5-1 – Curve S-N per dettagli / elementi soggetti a tensioni normali

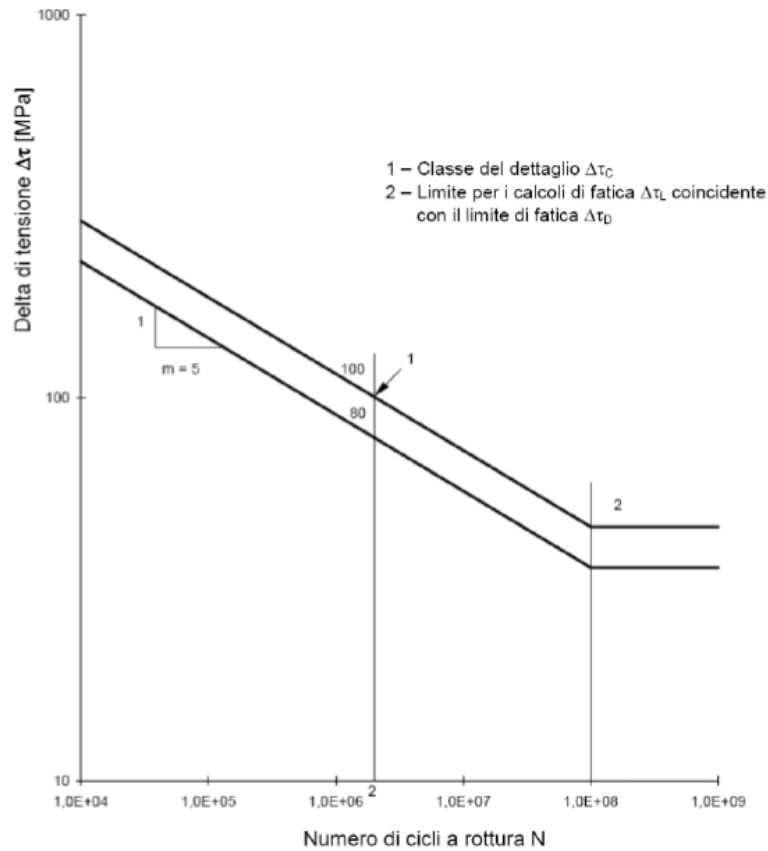


Fig. 2.7.1.1.5-3 – Curve S-N per dettagli / elementi soggetti a tensioni tangenziali

Il calcolo della tensioni massime e minime nel punto di controllo della generica sezione di verifica, è stato eseguito nella condizione di soletta reagente e non reagente considerando lo stato di tensione nella soletta derivante dalla condizione di carico complessiva (carichi permanenti concomitanti al modello di carico utilizzato medòe verifiche a fatica). Nello specifico i dettagli costruttivi (desunti dalle tabelle C4.2 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7) ed i relativi punti di controllo analizzati (calcolo variazione di tensione) sono:

$\Delta\sigma_c$	112	MPa	3 tab XIII punto "G"
$\Delta\sigma_c$	80	MPa	9 tab XV punto "D"
$\Delta\sigma_c$	80	MPa	7 tab XV punto "F"
$\Delta\sigma_c$	90	MPa	7 tab XIV punto "G"

A cui corrispondono il seguente valore di progetto

$\Delta\sigma_D$	61.14	MPa
$\Delta\sigma_D$	43.67	MPa
$\Delta\sigma_D$	43.67	MPa
$\Delta\sigma_D$	44.72	MPa

I dettagli 7, 9 tab.XV si intendono estesi su tutta la trave

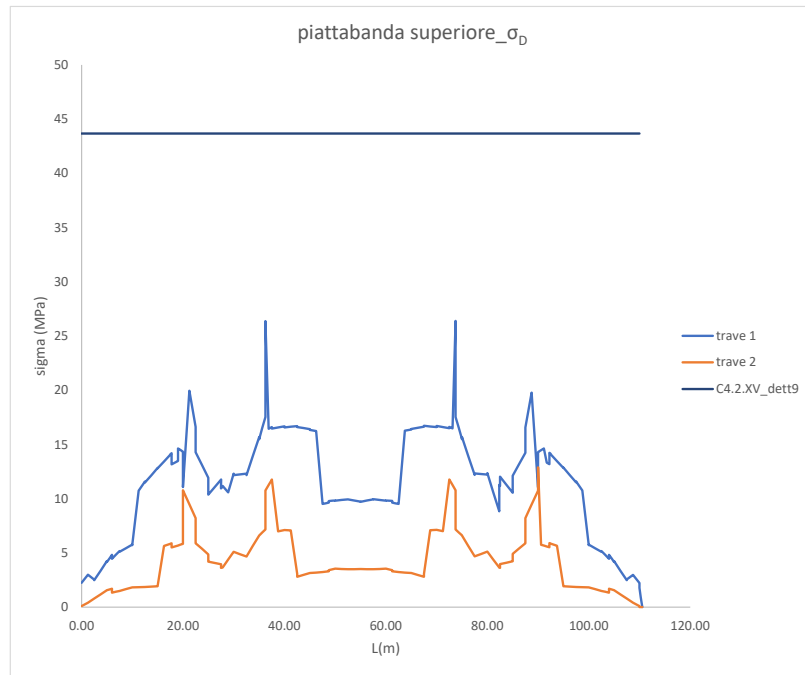


Figura 12 – Variazione tensionale normale - lembo superiore trave – DETT 9

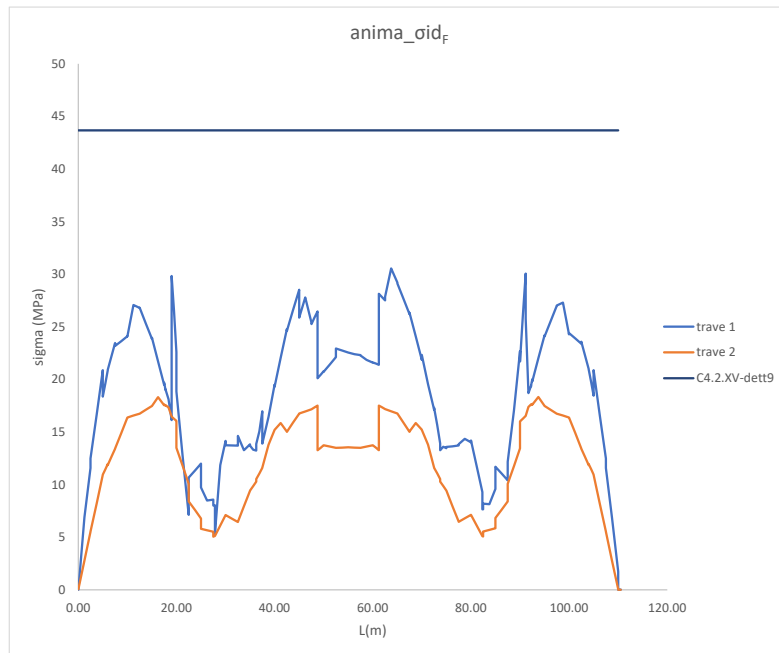


Figura 13 – Variazione tensionale normale - lembo superiore trave – DETT 7

Nei seguenti grafici si riportano i $\Delta\sigma_{\max,d}$ lungo tutta la trave.

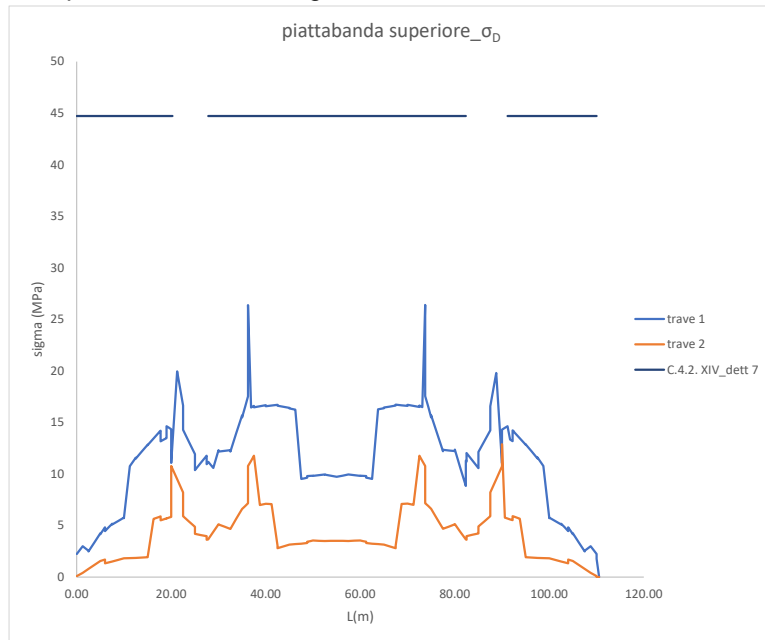


Figura 14 – Variazione tensionale normale - lembo superiore trave

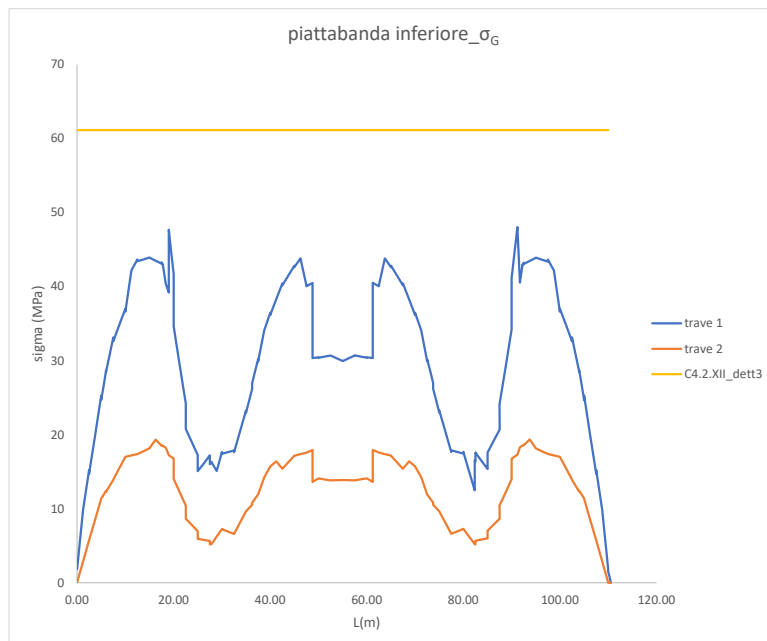


Figura 15 – Variazione tensionale normale - lembo inferiore trave

Ovunque risultano rispettate le seguenti disuguaglianze:

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

In particolare si è assunto

$$\Delta\sigma_{\max,d} = 42.15 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 44.73 \text{ MPa}$$

Dove:

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \times 80\text{MPa} \times (25\text{mm}/40\text{mm})^{0.2} / 1.35$$

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva riguardante la verifica delle zone maggiormente critiche

	progressiva [m]	$\Delta\sigma_c$ [Mpa]	k_s	γ_m	$\Delta\sigma_D$ [MPa]	$\Delta\sigma_{ED}$ [MPa]	verifica
GIUNTO 1	17.75	90	0.91	1.35	44.73	42.15	ok
GIUNTO 2	36.25	90	0.91	1.35	44.73	26.19	ok
GIUNTO 3	48.75	90	0.91	1.35	44.73	40.50	ok
GIUNTO 4	61.25	90	0.91	1.35	44.73	30.74	ok
GIUNTO 5	73.75	90	0.91	1.35	44.73	26.97	ok
GIUNTO 6	92.25	90	0.91	1.35	44.73	42.14	ok

12.6 Verifica di deformabilità

La deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto al loro valore nominale deve rispettare il seguente limite:

$$f \leq L/700$$

dove:

L = luce di calcolo

f = massima freccia verticale

Dal modello di fase 2 a T0 la massima deformazione verticale relativa al gruppo carico 1 con i carichi Qik disposti in mezzeria delle tre campate risulta pari a:

L/700	L=50m	0.071	L=30m	0.043
W_c_trasv-1k	0.051	ok	0.029	ok
W_c_trasv-2k	0.052	ok	0.029	ok
W_c_trasv-3k	0.039	ok	0.023	ok
W_c_trasv-4k	0.020	ok	0.011	ok

Le suindicate deformazioni risultano inferiori al limite massimo di 0.071m per la campata da 50m e di 0.043m per la campata da 30m.

13 SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE

13.1.1 Verifiche a pressoflessione sezione corrente

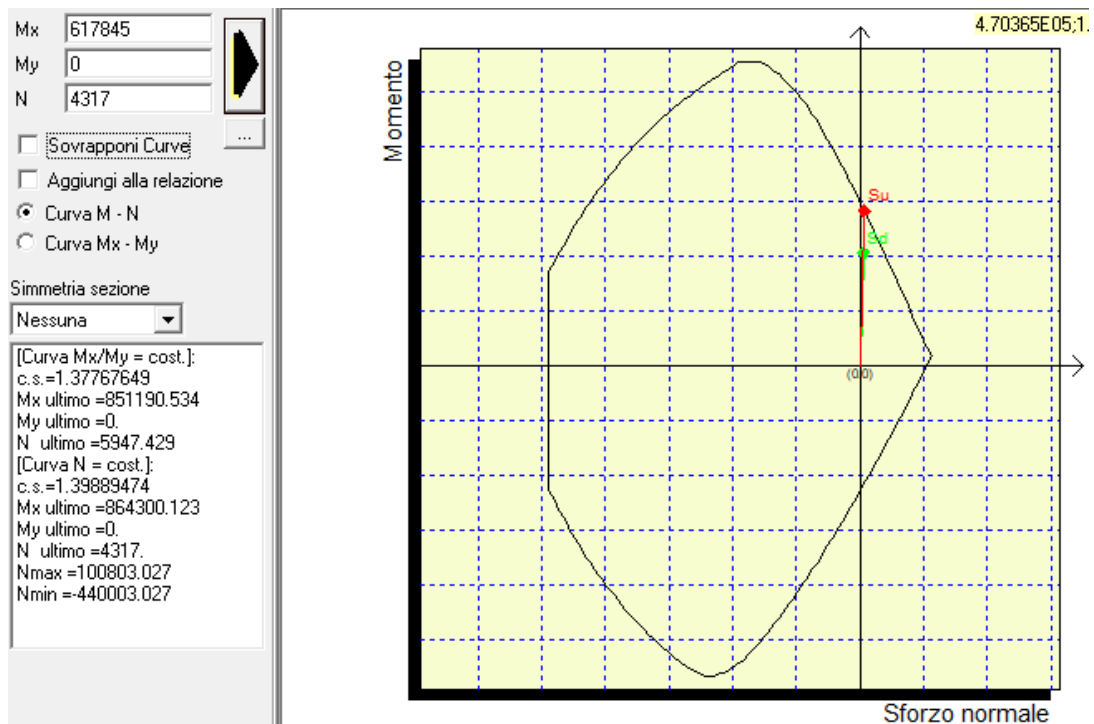
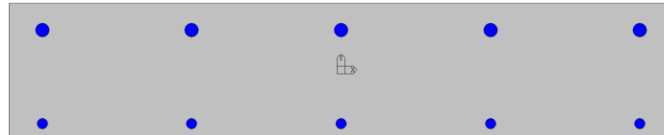
Si riportano di seguito le massime sollecitazioni agli SLU per le sezioni di soletta sottoposte a verifica e le relative verifiche a pressoflessione.

Sezione corrente – Cordolo

In questa sezione la combinazione eccezionale per veicolo in svio restituisce le sollecitazioni più gravose.

M = - 61.78 kNm/m
 N = - 43.17 kN/m

Armatura disposta: superiore $\phi 20/20$
 inferiore $1\phi 16/20$

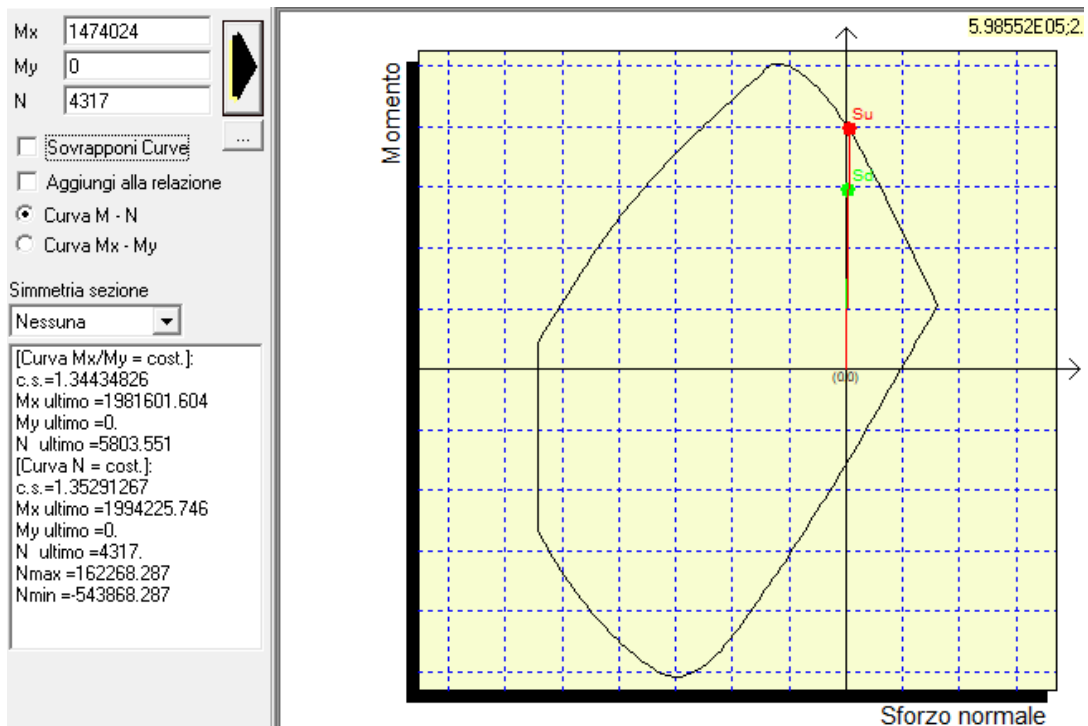
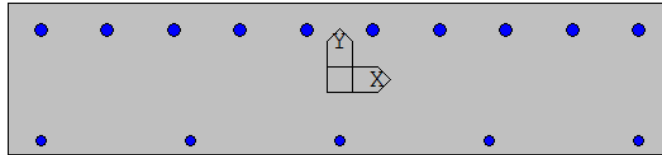


Sezione corrente – Sbalzo

In questa sezione la combinazione eccezionale per veicolo in svio restituisce le sollecitazioni più gravose.

M = - 147.4 kNm/m
 N = - 43.17 kN/m

Armatura disposta: superiore $\phi 20/10$
 inferiore $\phi 16/20$

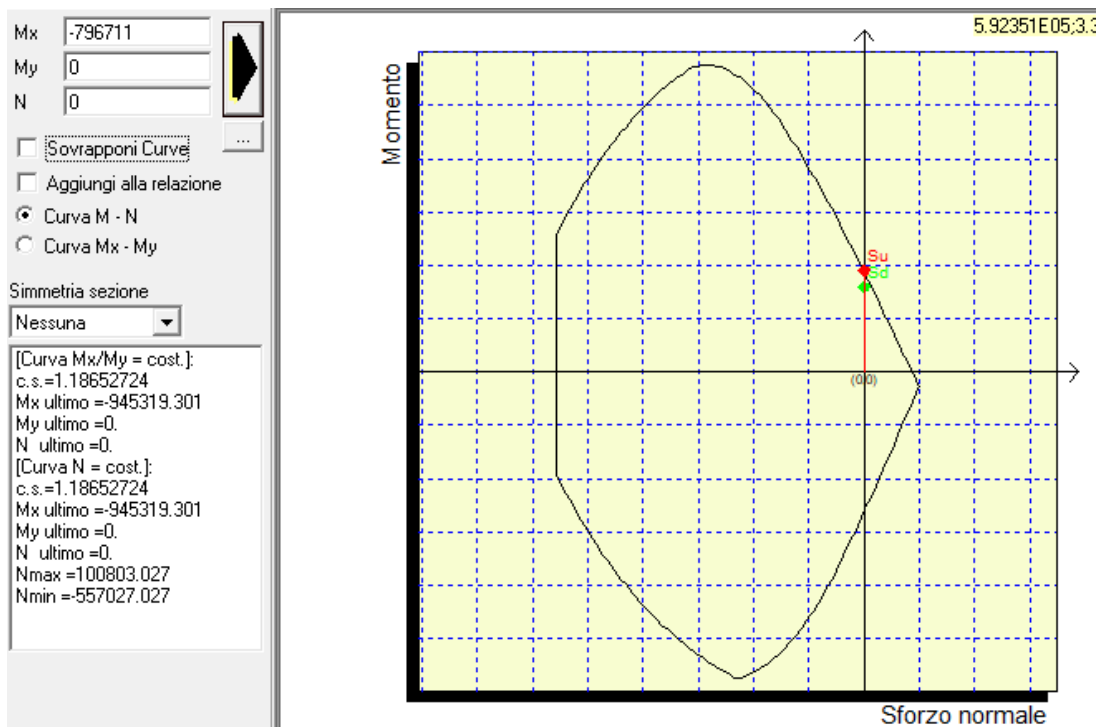
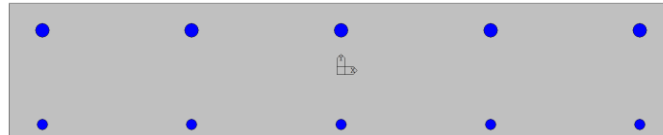


Sezione corrente – Campata

In questa sezione la combinazione SLU INVILUPPO restituisce le sollecitazioni più gravose.

M = + 79.67 kNm/m
 N = + 0 kN/m

Armatura disposta: superiore $\phi 20/20$
 inferiore $\phi 16/20$



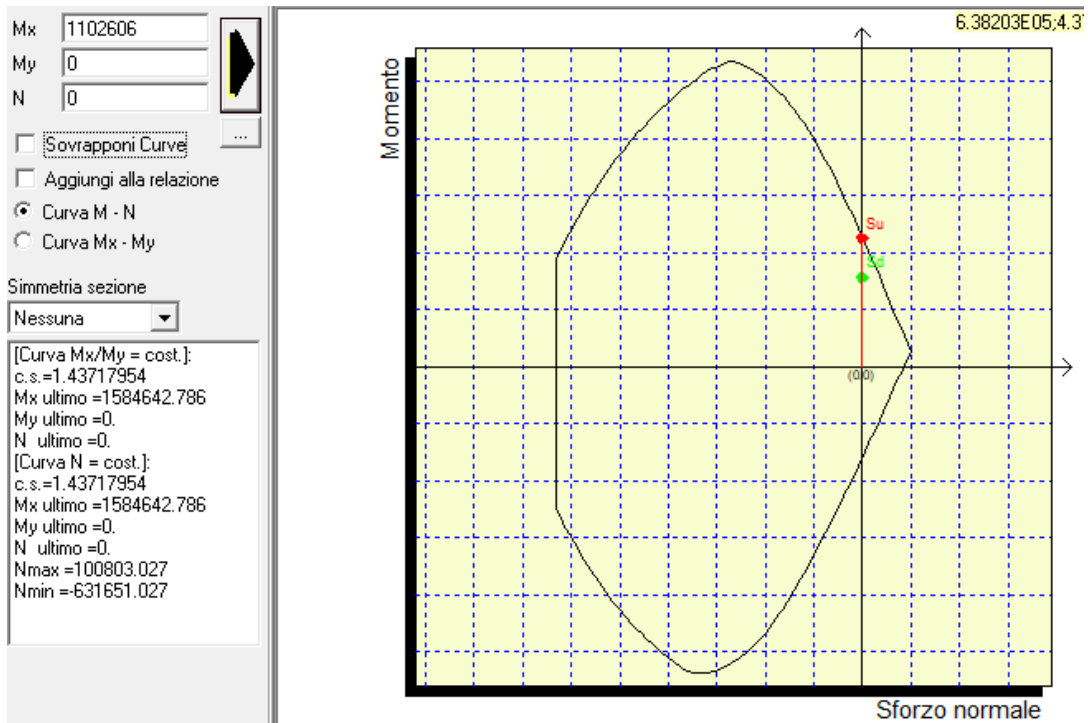
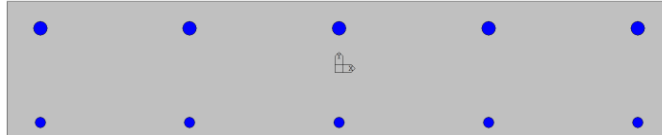
Sezione corrente – Appoggio centrale

In questa sezione la combinazione SLU INVILUPPO restituisce le sollecitazioni più gravose.

M = - 110.26 kNm/m

N = + 0 kN/m

Armatura disposta: superiore $\phi 20/20$
 inferiore $\phi 16/20$



13.1.2 Verifiche a pressoflessione sezione giunto

La porzione di soletta in prossimità del giunto, per via degli effetti di amplificazione dinamica di cui al §11.2.1, necessita di armatura aggiuntiva rispetto alla sezione corrente, la quale non risente di questi effetti. Le prescrizioni di armatura riportate nelle seguenti verifiche riguardano, quindi, solo uno sviluppo longitudinale di soletta pari a 2.50m. Oltre si ritorna alla sezione corrente e le relative armature.

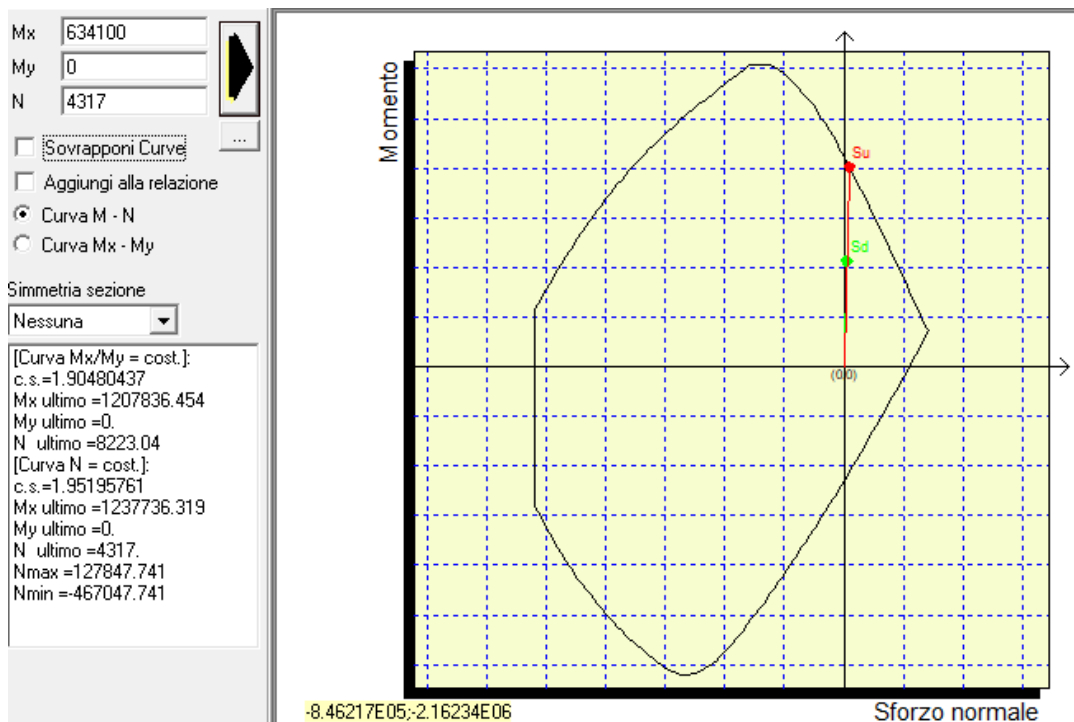
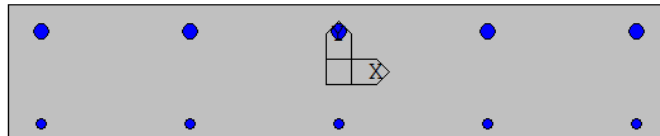
Sezione giunto – Cordolo

In questa sezione la combinazione SLU INVILUPPO restituisce le sollecitazioni più gravose.

$$M = - 63.41 \text{ kNm/m}$$

$$N = + 43.17 \text{ kN/m}$$

Armatura disposta: superiore $\phi 24/20$
 inferiore $\phi 16/20$



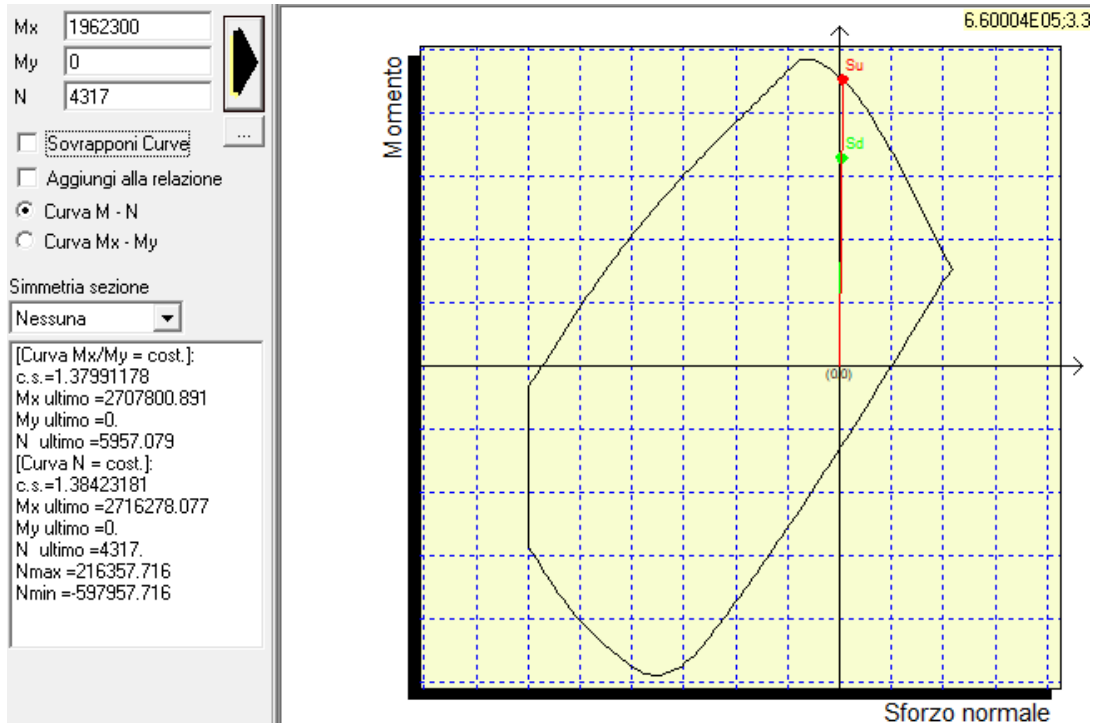
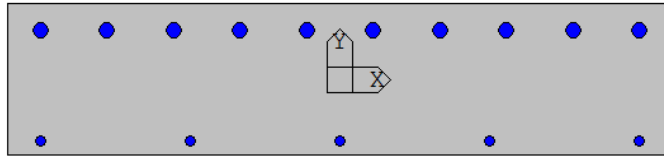
Sezione giunto – Sbalzo

In questa sezione la combinazione SLU INVILUPPO restituisce le sollecitazioni più gravose.

$$M = - 196.23 \text{ kNm/m}$$

$$N = + 43.17 \text{ kN/m}$$

Armatura disposta: superiore $\phi 24/10$
 inferiore $\phi 16/20$



13.1.3 Verifica a taglio sezione corrente

Si riportano di seguito le verifiche a taglio effettuate sulla sezione corrente di soletta, pensata come elemento non armato a taglio la cui resistenza è calcolata come §4.1.2.3.5.1 delle NTC18.

Le sezioni sottoposte a verifica si trovano a filo piattabanda superiore delle travi principali dell'impalcato.

L'altezza delle sezioni di verifica è quindi variabile, mentre la larghezza è costante e pari a 1.0m.

Sezione	H sez cm	Nome Combinazione	VE _{d,y} N	NE _d N	σ _{cp} MPa	VR _{d,c} N	C.S.
-		-					
Cordolo	20	SLU T INVILUPPO	44974	0	0	101405	2.25
Sbalzo	21.3	SLU T INVILUPPO	141680	0	0	145662	1.03
Appoggio centrale	30.1	SLU T INVILUPPO	145055	0	0	145544	1.003

13.1.4 Verifica a taglio sezione giunto

Si riportano di seguito le verifiche a taglio effettuate sulla sezione di giunto della soletta.

Per via dell'amplificazione dinamica e della minor larghezza collaborante L_c, le sezioni di cordolo e sbalzo, le sole analizzate in questo caso, necessitano di armatura a taglio.

Sezione	H sez cm	Nome Combinazione	VE _{d,y} N	NE _d N	σ _{cp} MPa	VR _{d,c} N	C.S.
-		-					
Cordolo	20	SLU T INVILUPPO	72108	0	0	94162	1.31
Sbalzo	21.3	SLU T INVILUPPO	244330	0	0	162469.1	0.66

Per la sezione di sbalzo si necessita di armatura a taglio.

Si sfrutta la cotangente variabile del puntone compresso del meccanismo resistente a traliccio e si dispone l'armatura riportata di seguito.

Caratteristiche Sez. C.A.		
Base Sezione : b _w	100	cm
Altezza Sezione : H	21.3	cm
Copriferro netto sup. : C _{sup.}	40	mm
Copriferro netto inf. : C _{inf.}	20	mm
Ø ferro ortogonale	0	mm
Armata a Taglio (S _i =S / N _o =N)	s	
Ø staffa	12	mm
n° bracci staffa	5	
p _{staffa}	20	cm
θ	31	°
(Area di Armatura a Taglio /m)min.	0	mm ² / m

Si riporta l'esito della verifica.

Sezione	H sez	Nome Combinazione	VEdy	NEd	V _{Rcd v}	V _{Rsd v}	V _{Rd v}
-	cm	-	N	N	N	N	N
Sbalzo	21.3	SLU T INVILUPPO	244330	0	587083	246711	246711

13.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione sezione corrente

Si riportano gli esiti delle verifiche a fessurazione eseguite sulle sezioni di controllo della soletta.

Verifica dello stato limite
 di Fessurazione - Circ. 21
 Gennaio 2019 -
 C4.1.2.2.4.5

k1	0.800	[-]
k2	0.500	[-]
k3	3.400	[-]
k4	0.425	[-]
kt	0.400	[-]

- Sezione Cordolo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	CLS REAGENTE			VERIFICA APERTURE		
				$\sigma_{cls, no n fes}$	σ_s	Fessure	σ_{sr}	k_s	w2
Text	m	Text	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]
5	0.7	SLE Q PERM 1	QP	- 0.653	- 4.8 7	Non fessurata	- 26. 0	3 4	0.2
5	0.7	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUE NTE	- 0.653	- 4.8 7	Non fessurata	- 26. 0	3 4	0.3

- Sezione Sbalzo

Frame	Station	OutputCase	Formazione fessure	σ_s	σ_{sr}	h_{eff}	A_{eff}	ρ	Δ_{sm}	ϵ_{sm}	ω_m	ω_k	ω_{lim}	verifica aperture $\omega_k < \omega_{limite}$
Text	m	Text		[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
6	1.000	SLE Q PERM 1	Non fessurata										0.2	
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Non fessurata										0.3	
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Fessurata	-133	-82	48	47599	6.60%	90	0.028%	0.025	0.042	0.3	Verificato
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												

- Sezione Campata

Frame	Station	OutputCase	Formazione fessure	σ_s	σ_{sr}	h_{eff}	A_{eff}	ρ	Δ_{sm}	ϵ_{sm}	ω_m	ω_k	ω_{lim}	verifica aperture $\omega_k < \omega_{limite}$
Text	m	Text		[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	

6	1.000	SLE Q PERM 1	Non fessurata										0.2	
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Fessurata	-218	-216	67	67496	1.49%	151	0.065%	0.098	0.167	0.3	Verificato
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Non fessurata										0.3	
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												

- Sezione Appoggio Centrale

Frame	Station	OutputCase	Formazione fessure	σ_s	σ_{sr}	h_{eff}	A_{eff}	ρ	Δ_{sm}	ϵ_{sm}	ω_m	ω_k	ω_{lim}	verifica aperture $\omega_k < \omega_{limite}$
Text	m	Text		[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
6	1.000	SLE Q PERM 1	Non fessurata										0.2	
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Non fessurata										0.3	
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	Fessurata	-179	-176	78	77841	2.02%	179	0.053%	0.094	0.161	0.3	Verificato
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO												

13.1.6 Stato limite di esercizio – Fessurazione sezione giunto

Si riportano gli esiti delle verifiche a fessurazione eseguite sulle sezioni di controllo della soletta.

- Sezione Cordolo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	CLS REAGENTE					VERIFICA APERTURE	
				$\sigma_{cls, no n fes}$	σ_s	Fessure	σ_{sr}	k_3	w_2	
Text	m	Text	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	
5	0.7	SLE FREQ 3	FREQUENTE	-0.849	-6.49	Non fessurata	-34.7932	3.4	0.2	
5	0.7	SLE Q PERM 1	QP	-0.849	-6.49	Non fessurata	-34.7932	3.4	0.3	

- Sezione Sbalzo

Frame	Station	OutputCase	Formazione fessure	σ_s	σ_{sr}	h_{eff}	A_{eff}	ρ	Δ_{sm}	ϵ_{sm}	ω_m	ω_k	ω_{lim}	verifica aperture $\omega_k < \omega_{limite}$
Text	m	Text		[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
6	1.0	SLE FREQ 3	Fessurata	-150	-63	44	44444	10.18%	100	0.022%	0.021	0.037	0.3	Verificato
6	1.0	SLE Q PERM 1	Non fessurata										0.2	
6	1.0	SLE RARA 3												

13.1.7 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.
 Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 16.81 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

- Cordolo sezione corrente

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
5	0.700	SLE Q PERM 1	QP	15.75	1.11	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
5	0.700	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
5	0.700	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	1.49	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$	$\sigma_{s,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
5	0.700	SLE Q PERM 1	QP			
5	0.700	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
5	0.700	SLE RARA INVILUPPO	RARA	360	34.72	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$

- Sbalzo sezione corrente

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
6	1.000	SLE Q PERM 1	QP	15.75	2.82	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	2.82	$\sigma_{c,resistente} >$ $\sigma_{c,agente}$
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	8.54	$\sigma_{c,resistente} >$ $\sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$ [N/m ²]	$\sigma_{s,agente}$ [N/m ²]	VERIFICA
Text	m	Text	[-]			[-]
6	1.000	SLE Q PERM 1	QP			
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
6	1.000	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO	RARA	360	52.90	$\sigma_{s,resistente} >$ $\sigma_{s,agente}$
6	1.000	SLE RARA INVILUPPO	RARA	360	160.14	$\sigma_{s,resistente} >$ $\sigma_{s,agente}$

- Campata sezione corrente

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1	1.499	SLE Q PERM 1	QP	15.75	0.62	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
1	1.499	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	1.499	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	1.499	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	7.28	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
1	1.499	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	0.87	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$	$\sigma_{s,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1	1.499	SLE Q PERM 1	QP	15.75	0.62	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$
1	1.499	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	1.499	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	1.499	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	7.28	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$
1	1.499	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	0.87	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$

- Appoggio centrale sezione corrente

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1	3.500	SLE Q PERM 1	QP	15.75	1.05	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
1	3.500	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	3.500	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	3.500	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	1.05	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
1	3.500	SLE RARA INVILUPPO	RARA	21	6.54	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$	$\sigma_{s,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1	3.500	SLE Q PERM 1	QP			
1	3.500	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			
1	3.500	SLE FREQ INVILUPPO	FREQUENTE			

1	3.500	SLE RARA INVILUPPO	RARA	360	36.20	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$
1	3.500	SLE RARA INVILUPPO	RARA	360	226.4 0	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$

- Cordolo sezione giunto

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
5	0.700	SLE FREQ 3	FREQUENTE			
5	0.700	SLE Q PERM 1	QP	15.75	1.39	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
5	0.700	SLE RARA 3	RARA	21	1.39	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$	$\sigma_{s,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
5	0.700	SLE FREQ 3	FREQUENTE			
5	0.700	SLE Q PERM 1	QP			
5	0.700	SLE RARA 3	RARA	360	34.79	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$

- Sbalzo sezione giunto

Tensione di esercizio calcestruzzo

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{c,resistente}$	$\sigma_{c,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
6	1.000	SLE FREQ 3	FREQUENTE			
6	1.000	SLE Q PERM 1	QP	15.75	3.46	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$
6	1.000	SLE RARA 3	RARA	21	13.53	$\sigma_{c,resistente} > \sigma_{c,agente}$

Tensione di esercizio barre di armatura

Frame	Station	OutputCase	STATO LIMITE	$\sigma_{s,resistente}$	$\sigma_{s,agente}$	VERIFICA
Text	m	Text	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
6	1.000	SLE FREQ 3	FREQUENTE			
6	1.000	SLE Q PERM 1	QP			
6	1.000	SLE RARA 3	RARA	360	184.5 5	$\sigma_{s,resistente} > \sigma_{s,agente}$

14 SCARICHI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi delle travi sulle sottostrutture sono costituiti da isolatori elastomerici.

Le azioni/spostamenti applicate ad ogni tipologia di appoggio derivano dai modelli a graticcio (fase1; fase2 To; fase2 Too) con il quale è stato discretizzato l'impalcato.

In particolare, le risposte derivanti dai carichi elementari relativi ai tre modelli di calcolo sono state combinate secondo le combinazioni allo SLU definite in precedenza ricavando:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni.

Per i carichi sismici sono state considerate n.3 combinazioni che massimizzano singolarmente l'azione nelle direzioni X, Y e Z, sia allo SLV che allo SLC, ricavando:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni.

Nella successiva figura si riporta la posizione degli elementi finiti che schematizzano gli isolatori:

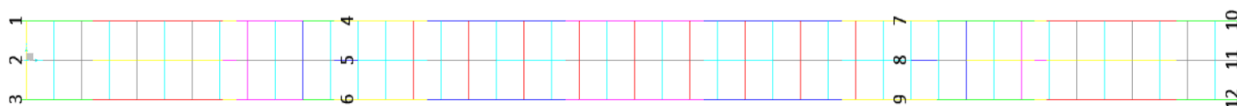


Figura 16 – Posizione isolatori e relativa individuazione nel modello di calcolo

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative degli scarichi verticali sugli appoggi per le combinazioni SLU e SLC.

Carichi in fase statica

Sottostruttura	Link	Fv(SLU)_max	Fv(SLU)_min
[-]	[-]	[kN]	[kN]
Spalla	1	-84.02	-1686.84
Spalla	2	-315.40	-2149.41
Spalla	3	58.64	-1575.20
Pila	4	-2760.82	-5674.87
Pila	5	-2920.13	-5214.02
Pila	6	-2205.07	-5239.93
Pila	7	-2761.13	-5679.22
Pila	8	-2922.80	-5215.47
Pila	9	-2208.44	-5247.41
Spalla	10	-93.63	-1690.21
Spalla	11	-332.58	-2156.51
Spalla	12	59.68	-1576.62

Carichi in fase sismica

Sottostruttura	Link	V(SLC)_max	V(SLC)_min
[-]	[-]	[kN]	[kN]
Spalla	1	193.17	-970.35
Spalla	2	259.28	-1349.38

Sottostruttura	Link	V(SLC)_max	V(SLC)_min
[-]	[-]	[kN]	[kN]
Spalla	3	193.17	-970.35
Pila	4	-802.41	-4082.49
Pila	5	-1068.40	-3844.07
Pila	6	-802.41	-4079.48
Pila	7	-820.20	-4069.59
Pila	8	-1075.22	-3839.81
Pila	9	-820.20	-4066.60
Spalla	10	197.26	-978.88
Spalla	11	251.61	-1353.16
Spalla	12	197.26	-978.88

Nella successiva tabella, per i dispositivi utilizzati in progetto, si riportano i valori massimi delle resistenze a compressione sopportabili allo SLU ($F_{v,rd}$), allo SLC (V_{rd}) e a trazione, queste ultime calcolate secondo quanto prescritto al § 7.10.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare:

Sottostruttura	isolatore	$F_{v,rd}$	V_{rd}	Trd
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
Pila	SI- H700/180	-11370.00	-4310.00	384.85
Spalla	SI- N700/200	-9650.00	-2490.00	384.85

Le azioni massime e minime riportate nelle tabelle precedenti risultano inferiori ai suindicati limiti di resistenza.

Analogamente di seguito si riportano i valori degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni ortogonali derivanti dai carichi elementari dei tre modelli a graticcio (fase1; fase2 To; fase2 Too), successivamente combinati secondo le combinazioni allo SLC/SLV definite in precedenza ricavando i valori di progetto degli spostamenti longitudinali UL e trasversali UT, la cui risultante vettoriale d2 fornisce il valore dello spostamento massimo e minimo per ogni dispositivo previsto in progetto.

Nella successiva tabella, per ogni dispositivo (vedasi Figura 16), si riportano i valori massimi degli spostamenti nelle due direzioni ed i valori concomitanti nella direzione ortogonale per le combinazioni sismiche allo SLC:

Sottostruttura	Link	U2=UL_max (SLC)			U2=UL_min (SLC)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Spalla	1	0.2710	0.0713	0.2802	-	-	0.2647
Spalla	2	0.2706	0.0711	0.2797	-	-	0.2651

Sottostruttura	Link	U2=UL_max (SLC)			U2=UL_min (SLC)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
					0.2554	0.0711	
Spalla	3	0.2710	0.0708	0.2801	-	-	0.2647
Pila	4	0.2656	0.0762	0.2763	0.2422	0.0752	0.2536
Pila	5	0.2646	0.0756	0.2752	0.2414	0.0756	0.2530
Pila	6	0.2652	0.0751	0.2756	0.2422	0.0759	0.2538
Pila	7	0.2599	0.0758	0.2707	0.2303	0.0749	0.2422
Pila	8	0.2593	0.0755	0.2701	0.2299	0.0755	0.2419
Pila	9	0.2597	0.0750	0.2703	0.2303	0.0760	0.2425
Spalla	10	0.2831	0.0726	0.2922	0.2428	0.0722	0.2533
Spalla	11	0.2837	0.0725	0.2928	0.2420	0.0725	0.2526
Spalla	12	0.2828	0.0724	0.2919	0.2428	0.0729	0.2535

Sottostruttura	Link	U3=UT_max (SLC)			U3=UT_min (SLC)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Spalla	1	0.0870	0.2372	0.2526	0.0870	0.2369	0.2523
Spalla	2	0.0833	0.2371	0.2513	0.0833	0.2371	0.2513
Spalla	3	0.0874	0.2369	0.2525	0.0874	0.2372	0.2528
Pila	4	0.0871	0.2526	0.2672	0.0871	0.2517	0.2664
Pila	5	0.0845	0.2524	0.2661	0.0845	0.2524	0.2661
Pila	6	0.0860	0.2517	0.2660	0.0860	0.2526	0.2669
Pila	7	0.0865	0.2522	0.2666	0.0865	0.2513	0.2657
Pila	8	0.0852	0.2519	0.2659	0.0852	-	0.2659

Sottostruttura	Link	U3=UT_max (SLC)			U3=UT_min (SLC)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
						0.2519	
Pila	9	0.0874	0.2513	0.2660	0.0874	-	0.2669
Spalla	10	0.0992	0.2421	0.2616	0.0992	-	0.2613
Spalla	11	0.0974	0.2421	0.2610	0.0974	-	0.2610
Spalla	12	0.0987	0.2418	0.2612	0.0987	-	0.2615

Nella successiva tabella, per ogni dispositivo (vedasi Figura 16), si riportano i valori massimi degli spostamenti nelle due direzioni ed i valori concomitanti nella direzione ortogonale per le combinazioni sismiche allo SLV:

Sottostruttura	Link	U2=UL_max (SLV)			U2=UL_min (SLV)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Spalla	1	0.1895	0.0490	0.1958	-	-	0.1802
Spalla	2	0.1891	0.0488	0.1953	-	-	0.1806
Spalla	3	0.1895	0.0485	0.1957	-	-	0.1802
Pila	4	0.1870	0.0524	0.1942	-	-	0.1715
Pila	5	0.1862	0.0519	0.1933	-	-	0.1711
Pila	6	0.1866	0.0513	0.1935	-	-	0.1718
Pila	7	0.1840	0.0521	0.1913	-	-	0.1627
Pila	8	0.1835	0.0518	0.1907	-	-	0.1626
Pila	9	0.1838	0.0513	0.1909	-	-	0.1631
Spalla	10	0.2016	0.0498	0.2077	-	-	0.1687
Spalla	11	0.2022	0.0498	0.2083	-	-	0.1680
Spalla	12	0.2014	0.0496	0.2074	-	-	0.1689

Sottostruttura	Link	U3=UT_max (SLV)			U3=UT_min (SLV)		
		UL	UT	d2	UL	UT	d2
[-]	Text	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Spalla	1	0.0614	0.1629	0.1741	0.0614	-	0.1738
Spalla	2	0.0585	0.1628	0.1730	0.0585	-	0.1730
Spalla	3	0.0617	0.1626	0.1739	0.0617	-	0.1742
Pila	4	0.0628	0.1736	0.1846	0.0628	-	0.1837
Pila	5	0.0608	0.1732	0.1836	0.0608	-	0.1836
Pila	6	0.0618	0.1727	0.1834	0.0618	-	0.1842
Pila	7	0.0631	0.1732	0.1844	0.0631	-	0.1835
Pila	8	0.0623	0.1729	0.1838	0.0623	-	0.1838
Pila	9	0.0641	0.1724	0.1839	0.0641	-	0.1847
Spalla	10	0.0736	0.1663	0.1818	0.0736	-	0.1816
Spalla	11	0.0727	0.1662	0.1814	0.0727	-	0.1814
Spalla	12	0.0731	0.1660	0.1814	0.0731	-	0.1817

Per definire i valori massimi degli spostamenti allo SLC nei dispositivi di isolamento, sono stati considerati gli effetti indotti dagli spostamenti sismici differenziali del terreno tra le due spalle/pile, secondo quanto specificato al § 3.2.4. del D.M. 17 gennaio 2018, per il cui calcolo si rimanda al §0 del presente documento.

Pertanto, in fase di progetto sono stati adottati dispositivi di isolamento aventi la capacità di spostamento d_{2r} riportata nella successiva tabella:

Sottostruttura	Isolatore	d_{2r}
[-]	[-]	[mm]
Pila	SI-H700/180	350
Spalla	SI-N700/200	400

15 VARCO STRUTTURALE ED ESCURSIONE GIUNTI

Al fine di consentire liberamente gli spostamenti massimi previsti per il sistema di isolamento, il calcolo del varco strutturale (spazio tra la soletta dell’impalcato e il muro paraghiaia della spalla) è stato eseguito considerando le combinazioni sismiche allo SLC. Per contro l’escursione massima dei dispositivi che realizzano i giunti in pavimentazione (in corrispondenza delle due spalle) è stata definita considerando le combinazioni sismiche allo SLV.

Entrambe le combinazioni prendono in considerazione i contributi delle seguenti azioni:

- Carichi permanenti;
- Ritiro e distorsioni;
- Termica;
- Frenatura/Avviamento;
- Carichi da traffico;
- Ex: sisma in X allo SLC/SLV;
- Ey: sisma in Y allo SLC/SLV;
- Ez: sisma in Y allo SLC/SLV.

I valori degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni ortogonali, per i carichi di cui sopra, derivano dai tre modelli a graticcio (fase1; fase2 To; fase2 Too) con il quale è stato discretizzato l’impalcato. Tali valori sono stati successivamente combinati secondo le combinazioni allo SLC/SLV definite in precedenza ricavando i valori di progetto degli spostamenti longitudinali UL e trasversali UT.

Per l’entità di tali spostamenti si rimanda al § 14 del presente documento.

Ai fini del calcolo del varco strutturale e dell’escursione massima dei dispositivi che realizzano i giunti in pavimentazione si è poi tenuto conto degli effetti indotti dagli spostamenti sismici differenziali del terreno tra le due spalle/pile, calcolati come specificato al § 3.2.4. del D.M. 17 gennaio 2018, ipotizzando che siano equamente ripartiti tra i due isolatori esterni, ossia:

dg spalle [m]	Vs [m/s]	X spalla-spalla [m]	X pila-pila [m]	dij,max [m]	dij0 [m]	dij(x) spalla-spalla [cm]	dij(x) pila-pila [cm]
0.218	381	110.0	50.0	0.386	0.000	15.73	10.05

Sulla base dei precedenti valori e degli spostamenti ricavati dal modello di calcolo, nella successiva tabella si riportano i valori degli spostamenti massimi in direzione longitudinale e trasversale con i concomitanti spostamenti nella direzione ortogonale (rispettivamente trasversale e longitudinale) sia allo SLC che allo SLV:

		SLC		SLV	
		UL	UT	UL	UT
UL_max_spalla	[cm]	36.24	7.08	28.09	4.85
UT_max_spalla	[cm]	32.08	9.87	24.50	7.31

È stato pertanto adottato un varco strutturale in direzione longitudinale di 400mm ed un dispositivo di giunto con capacità maggiore a +/- 310mm in direzione longitudinale e +/- 260 mm in direzione trasversale (per valori concomitanti si rimanda alle precedenti tabelle).