

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

IV - OPERE D'ARTE PRINCIPALI - Cavalcaferrovia

IV00 – Tipologici cavalcaferrovia

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L I V 0 0 0 7 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Prima Emissione	G. Coppa 	Aprile 2020	R. Coppola 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	A. Perego Aprile 2020

File: NM2503D26CLIV0007003A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	CARATTERISTICHE MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO TRAVI PREFABBRICATE C.A.P. (C45/55)	8
3.2	CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	8
3.3	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE – B450C	9
3.4	ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO PER TREFOLI	9
4	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI VERIFICA	11
4.1	CARICHI PERMANENTI	11
4.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	12
4.2.1	<i>Carichi sui marciapiedi</i>	13
4.3	AZIONE LONGITUDINALE FRENAMENTO (Q ₃)	14
4.4	AZIONI CENTRIGUGA (Q4)	14
4.5	AZIONE DEL VENTO (Q5)	14
4.5.1	<i>Categoria di esposizione</i>	16
4.5.2	<i>Coefficienti dinamico</i>	18
4.5.3	<i>Coefficiente di topografia</i>	19
4.5.4	<i>Coefficiente di forma</i>	19
4.5.5	<i>Pressione del vento</i>	19
4.6	DEFORMAZIONI IMPRESSE ϵ	21
4.6.1	<i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2)</i>	22
4.6.2	<i>Effetti termici (ϵ_3)</i>	25
4.7	AZIONE SISMICA (Q6)	26
4.7.1	<i>Vita nominale</i>	26
4.7.2	<i>Classe d'uso</i>	26

4.7.3	Periodo di riferimento	27
4.7.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	27
4.7.5	Caratterizzazione sismica del terreno	28
4.7.6	Parametri sismici di calcolo.....	30
4.7.7	Applicazione del sisma	34
4.8	RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI (LONGITUDINALE) Q ₇	34
5	COMBINAZIONI DI VERIFICA	35
6	MODELLO DI CALCOLO.....	38
6.1	GEOMETRIA.....	39
6.2	CONDIZIONI DI VINCOLO.....	40
7	CRITERI DI VERIFICA	40
7.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	40
7.1.1	Verifica a fessurazione	41
7.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio.....	42
7.1.3	Verifica di deformabilità	43
7.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	44
7.2.1	Sollecitazioni flettenti	44
7.2.2	Sollecitazioni taglianti.....	44
7.2.3	Verifiche locali	47
7.2.4	Fenomeno di “BURSTING”	47
7.2.5	Fenomeno di “SPALLING”	47
7.2.6	Fenomeno di “SPREADING”	48
8	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO	50
8.1	TRAVI.....	50
8.1.1	Sollecitazioni agenti	50
8.1.2	Verifica della sezione di mezzeria	Errore. Il segnalibro non è definito.

8.1.3	Verifica delle testate	57
1.1.1.1	Fenomeno di "BURSTING"	Errore. Il segnalibro non è definito.
1.1.1.2	Fenomeno di "SPALLING"	70
1.1.1.3	Fenomeno di "SPREADING"	83
1.1.1.4	Calcolo delle armature a staffe	84
8.2	VERIFICHE A DEFORMABILITÀ	84
8.3	VERIFICA A SOLLEVAMENTO IMPALCATO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
8.3.1	Verifiche SLE - Tensioni sul calcestruzzo	Errore. Il segnalibro non è definito.
8.3.2	.6.4.1.3 Verifiche a rottura per flessione	Errore. Il segnalibro non è definito.
8.4	SOLETTA.....	85
8.4.1	Sollecitazioni agenti e verifiche.....	85
1.1.1.5	Analisi delle sollecitazioni ed armature della soletta.....	85
1.1.1.6	Verifiche	86
9	SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
9.1	VALORI CARATTERISTICI M.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
9.2	COMBINAZIONI SLU.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
9.3	COMBINAZIONI SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
10	VERIFICHE LOCALI.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
11	REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI	91
11.1	FORZE ORIZZONTALI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
11.2	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	91
11.3	SINTESI SCARICHI APPOGGI.....	92

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova e riguarda il dimensionamento dell'impalcato in semplice appoggio di luce L=30m.

La carreggiata ha larghezza pari a 9,00 m, mentre la larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12,70 m.

L'impalcato ha luce netta pari a 28,40 m, costante, ed è costituito da 4 travi prefabbricate in c.a.p. aventi sezione a V (precompressione a fili aderenti) solidarizzate tra loro mediante 2 traversi in testata e 3 traversi in campata, precompressi con barre post-tese, e una soletta superiore in c.a., gettata in opera.

Le travi sono poste ad interasse di 2,50 m; in prossimità degli appoggi hanno sezione ringrossata. Le travi hanno un'altezza pari ad 1,60 m ed una larghezza pari a 2,50 m. L'armatura di precompressione della trave è costituita da trefoli 0,6'', aventi area nominale di 1,39 cm².

In Figura 1 è riportata la sezione trasversale dell'impalcato in campata; le travi sono numerate da 1 a 4 partendo da destra (medesima numerazione utilizzata nella presente relazione).

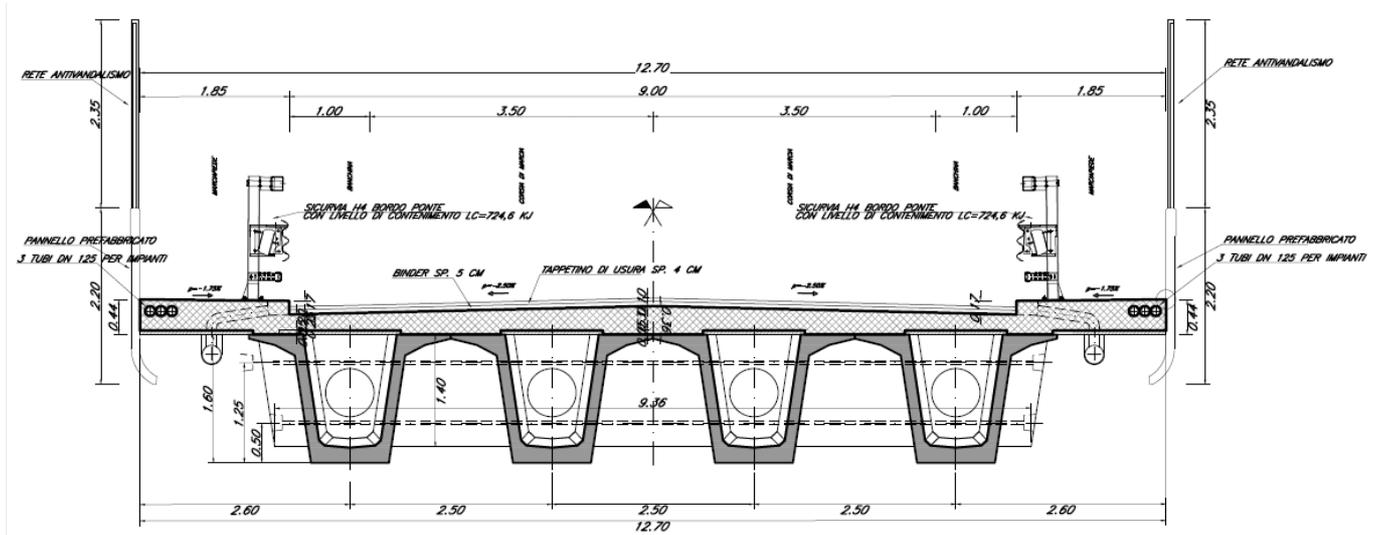


Figura 1 – Sezione trasversale di campata dell'impalcato



Figura 2 – Pianta e prospetto dell'impalcato

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;
- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell'Unione europea.

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo travi prefabbricate c.a.p. (C45/55)

Per le travi prefabbricate si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC3

C45/55 $f_{ck} \geq 45$ MPa $R_{ck} \geq 55$ MPa

Classe minima di consistenza: S5

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	>55	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	> 45,65	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	46,50	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} (\text{Breve durata}) = f_{ck} / 1.5$	25,87	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} (\text{Lungo durata}) = 0.85 f_{cd}$	21,99	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3,83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,681	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	4,596	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,79	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	36'416	N/mm ²
Copriferro nominale armatura ordinaria		40,00	mm
Copriferro nominale armatura pretesa		50,00	mm

3.2 Calcestruzzo per getti in opera

Per il getto in opera si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	Rck	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	fck = 0.83 Rck	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	fcm = fck + 8	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	fcd (Breve durata) = fck / 1.5	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	fcd (Lungo durata) = 0.85 fcd	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	fctm = 0.3 (fck) ^{2/3} [Rck<50/60]	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	fctk 0,05 = 0.7 fctm	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	fcm = 1.2 fctm	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	fctd = fctk 0,05 / 1.5	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	E = 22000 (fcm/10)0.3	33643	N/mm ²

3.3 Acciaio per armature ordinarie – B450C

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	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

3.4 Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} = 1'860,00$	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{p(1)k} = 1'670,00$	MPa
Modulo elastico	$E_s = 200'000,00$	MPa
Tensione utile al rilascio dei trefoli (Trave c.a.p.)	$\sigma_{spi} = 1'425,00$	MPa
Tensione utile al rilascio dei trefoli (Traversi post-tesi)	$\sigma_{spi} = 1'395,00$	MPa

Con riferimento alla durabilità dei materiali si riporta la tabella delle NTC2018 per definire le condizioni ambientali sulla base della classe di esposizione:

Condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2018)	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (Tabella 4.1.IV NTC 2018)						
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _a	Stato limite	w _a
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

I valori nominali di apertura delle fessure sono: w₁ = 0,2 mm, w₂ = 0,3 mm e w₃ = 0,4 mm.

4 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI VERIFICA

4.1 Carichi permanenti

Il programma di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica del presente impalcato è SIGMAC della ditta SigmaC Soft s.n.c. via Teatro Vecchio 11 - 30171 MESTRE (VE).

Il programma esegue il calcolo di impalcati realizzati con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di soletta in c.a. collaborante, con eventuali traversi di collegamento in campata. Lo schema statico dell'impalcato utilizzato prevede travi semplicemente appoggiate alle estremità; il comportamento statico dell'impalcato, nei confronti delle azioni nei singoli elementi strutturali, risulta determinato dal rapporto fra le singole rigidezze elastiche. Il programma posiziona sulla carreggiata i carichi previsti dalla normativa italiana vigente (NTC2018) in modo da rendere massime in ogni sezione le sollecitazioni sulla trave che il progettista intende verificare.

Il calcolo viene condotto con il Metodo di Massonnet che permette di definire la ripartizione dei carichi sulle travi, specificatamente nei casi di impalcati con geometria regolare: vengono in questo modo determinate tutte le sollecitazioni flettenti, taglianti e torcenti sulle travi e le sollecitazioni flettenti e taglianti sui traversi e sulla soletta, nonché le reazioni agli appoggi. Il programma prevede accanto alla definizione dei carichi mobili anche quella di altri carichi, concentrati o distribuiti, agenti sull'impalcato (ad esempio pavimentazione, guard-rail, new-jersey, cordoli, ecc.).

Con il postprocessore Tcap, che si interfaccia automaticamente al programma Sigmac, si eseguono le verifiche delle travi in c.a.p. tenendo conto delle due seguenti fasi di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera;

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi variabili.

Il programma tiene conto della storia delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione. Sono previste più travi prefabbricate precomprese a fili aderenti, anche inguainate in testata per ottimizzare lo stato di sollecitazione e soggette a fasi transitorie di sollevamento e trasporto. Si possono inserire armature lente longitudinali in qualunque punto della sezione e descrivere le varie zone di staffatura per disporre un'adeguata armatura resistente a sollecitazioni di taglio e torsione.

Le verifiche delle sezioni vengono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite e comprendono ad esempio: verifica SLU per flessione della sezione in tutte le fasi, verifica SLU per taglio, verifica SLU per taglio e torsione, verifica SLE tensioni dei materiali (calcestruzzo, acciai da precompressione, acciai lenti), verifica delle deformazioni ecc..

Peso proprio trave prefabbricata e traversi

La trave prefabbricata in c.a.p. presenta due diverse sezioni trasversali: la sezione corrente e quella ringrossata in corrispondenza dell'appoggio per un peso complessivo di 344,08 kN.

I traversi di campata di spessore 0,40 m sono applicati come forza concentrata in mezzzeria ed ai quarti; i traversi di testata di spessore 1,00.

Peso proprio soletta

I carichi permanenti sono costituiti, oltre che dal peso proprio delle travi in c.a.p., dalla soletta di spessore medio pari 30,5 cm. Il carico è distribuito lungo le travi dell'impalcato ed è pari a 24,21 kN/m.

Peso carichi permanenti portati

I carichi permanenti portati comprendono: i marciapiedi ($25 \times 1,85 \times 0,17 = 7,86$ kN/m), le velette in c.a. ($25 \times 0,105 \times 2,20 = 6,60$ kN/m), la barriera bordo ponte (1,50 kN/m), la rete antivandalismo (1,00 kN/m) e la pavimentazione della carreggiata (2,00 kN/m²).

I marciapiedi presentano larghezza pari a 1,85 m e spessore 0,17 m.

I carichi sono pertanto:

Carichi	U.M.	
Marciapiedi	[kN/m]	15,72
Permanenti portati	[kN/m]	21,60
Veletta+barriere+rete	[kN/m]	9,10
Totale	[kN/m]	42,83

4.2 Azioni variabili da traffico (Q1)

I carichi mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Sono definiti dagli schemi di carico convenzionali rappresentati nelle figure seguenti e disposti su corsie convenzionali. Il numero di colonne di carichi mobili considerate nel calcolo 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 20cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00m.

In accordo con la normativa sui ponti stradali (paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC18), si considera sulla sede stradale l'azione da traffico dello schema di carico riportato di seguito:

Schema 1

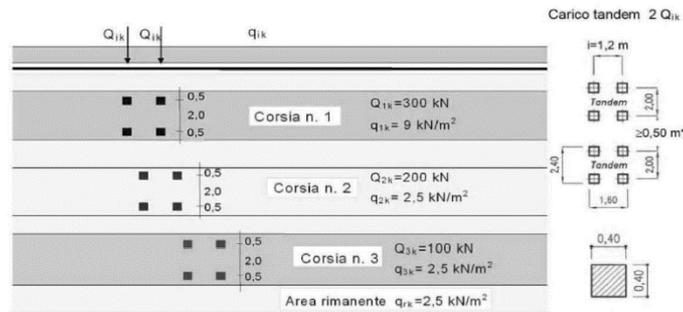


Figura 3: Schemi di carico - carichi Q_{ik} e q_{ik} .

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

Tabella 1: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata è compatibile con 2 colonne di carico riportate di seguito:

1. prima corsia costituita da un mezzo Q_{1A} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²);
2. seconda corsia d costituita da un mezzo Q_{1A} (400 kN) e carico q_{1k} (2.50 kN/m²);
3. seconda corsia d costituita da un mezzo Q_{1A} (400 kN) e carico q_{1k} (2.50 kN/m²);
4. parte rimanente costituita carico q_{1k} (2.50 kN/m²).

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

Per la disposizione dei carichi mobili e delle corsie sulla carreggiata si fa riferimento alle linee d'influenza, in modo da ottenere i valori massimi e minimi delle caratteristiche di sollecitazione in tutte le sezioni d'impalcato.

4.2.1 Carichi sui marciapiedi

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente distribuito del valore di 5,0 kN/m².

Carico accidentale distribuito marciapiedi $q_m = 5$ [kN/m²]

Essendo la larghezza del marciapiede pari a 1,85m il carico al metro lineare risulta essere $q_m = 9,25$ kN/m

4.3 Azione longitudinale frenamento (Q₃)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 30 = 438,3 \text{ kN}$$

La forza è applicata a livello della pavimentazione.

4.4 Azioni centrifuga (Q₄)

La geometria in pianta dell'impalcato non presenta tratti in curva, pertanto l'azione centrifuga è nulla.

4.5 Azione del vento (Q₅)

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.

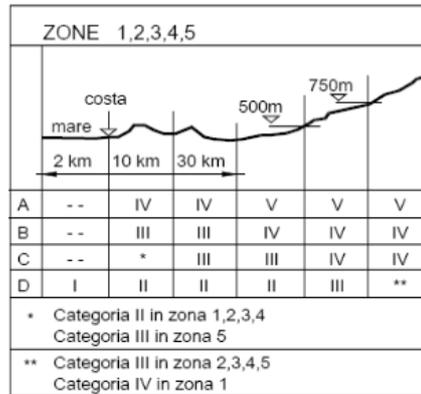


Figure 1 Definizione della categoria di esposizione

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

Figure 2 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

La pressione del vento è stata calcolata ai sensi delle NTC 2018; la normativa suddivide il territorio italiano in zone per le quali sono assegnati i parametri di base $v_{b,0}$, a_0 , k_s . Con riferimento a tali parametri è possibile calcolare la velocità di riferimento v_b , vale a dire il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su dieci minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni v_b .

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

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

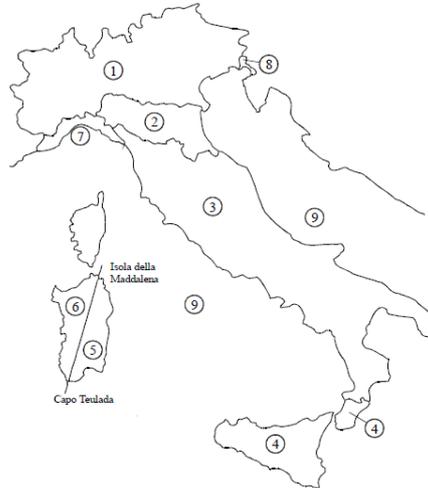


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Figure 3 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri di riferimento (tab. 3.3.1 NTC2018).

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	1000
Parametro funzione della zona	k_s	[1/s]	0.40
Altitudine	a_s	[m]	30
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	c_R	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r(T_R)$	[m/s]	25.02

Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/m ²]	391.20

4.5.1 Categoria di esposizione

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

Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

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

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

Dove:

k_p, z_D, z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata);

c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	2 km	10 km	30 km			
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

ZONA 6					
	costa		500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

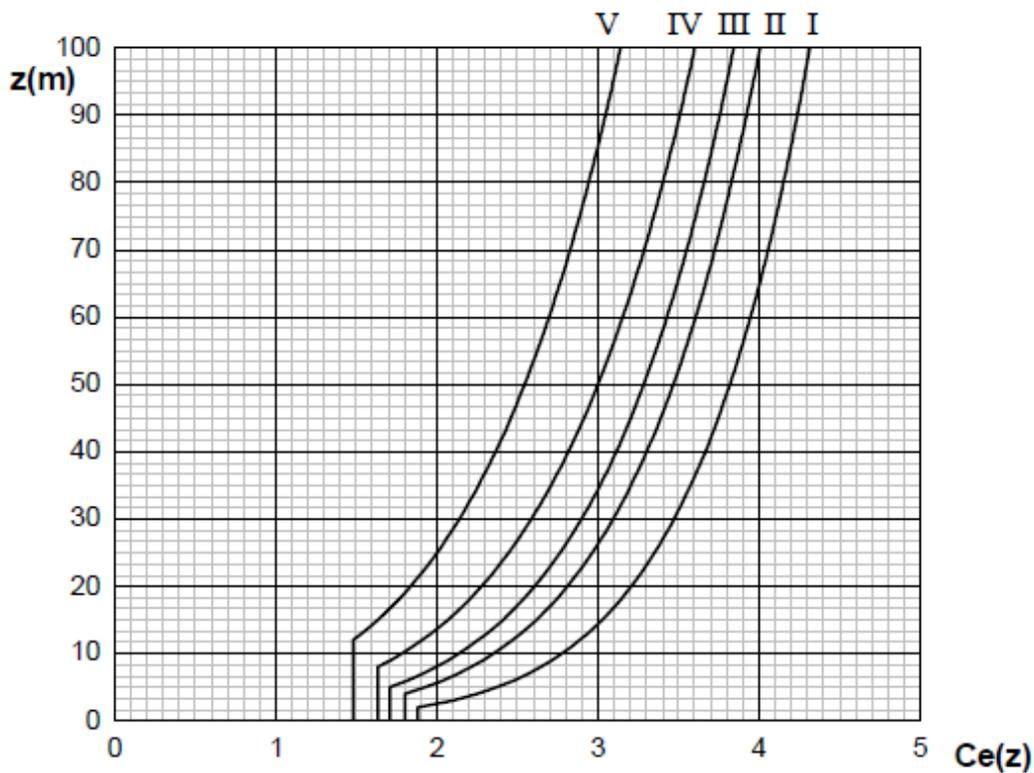


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0.20
	z_0	[m]	0.10
	z_{min}	[m]	5.00

Tabella 2 Categoria di esposizione

$$c_{e(10m)}=2.55$$

4.5.2 Coefficienti dinamico

Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

4.5.3 Coefficiente di topografia

Nelle strutture analizzate viene considerato un coefficiente di topografia unitario.

4.5.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.8.6.1), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\phi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato: $c_p = 2,4 - \phi = 1,40$

4.5.5 Pressione del vento

q_b	0.391	kN/m ²	
C_e	2.55		Coefficiente di esposizione calcolato per $z = 7m$
C_p	1.4		Coefficiente di forma
C_d	1		Coefficiente dinamico
P	1.39	kN/m ²	Pressione del vento

L’azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all’asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

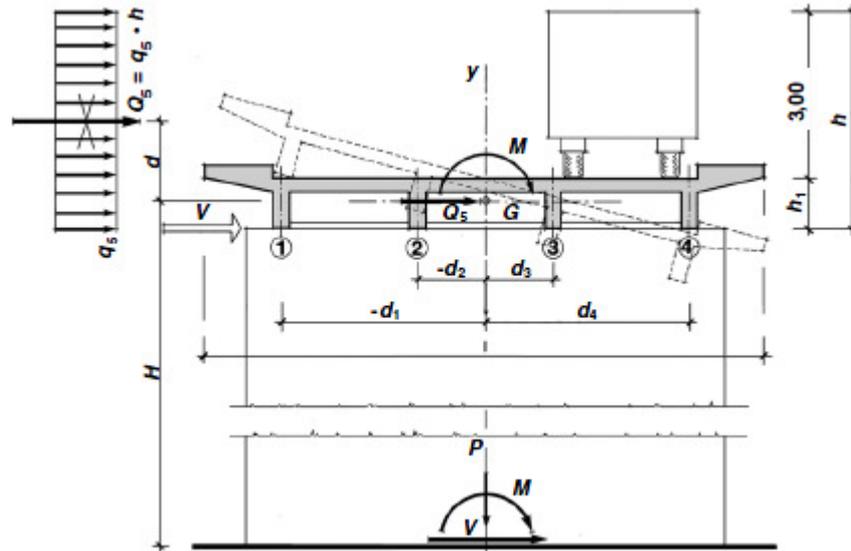


Figura 4: Direzione dell'azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p = 2,64 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p = 4,17 \text{ kN/m}$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;

q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transittanti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull'impalcato, sono pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L = 76,56 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L = 120,93 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv_ponte carico}} = (T_{\text{trasv1}} + T_{\text{trasv2}}) = 197,49 \text{ kN}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostrutture risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}})/2] = 2,34 \text{ m}$$

$$e_{v2} = d + (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) + (3 \text{ m} / 2) = 4,79 \text{ m}$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave e estradosso sottostrutture (in metri).

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte carico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} + T_{\text{trasv2}} \cdot e_{v2} = 758.40 \text{ kNm}$$

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p = 7,69 \text{ kN/m}$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione.

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L = 222,91 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostruttura risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}})/2] = 4,73 \text{ m}$$

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} = 1053,25 \text{ kNm}$$

4.6 Deformazioni impresse ϵ

In accordo con la normativa vigente (par. 5.1.3.2 NTC18), si intendono per deformazioni impresse sui ponti stradali:

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ϵ_1 .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

2. Effetti reologici: ritiro ϵ_2 e viscosità ϵ_3 ;

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle vigenti Norme Tecniche.

3. Cedimenti vincolari: ϵ_4

Gli effetti di cedimenti vincolari non risultano significativi nel caso in esame (schema di trave appoggiata – appoggiata ad unica campata).

4.6.1 Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2)

Per il calcolo del ritiro finale del calcestruzzo si fa riferimento a quanto riportato di seguito.

Si considera che la trave prefabbricata al momento del getto della soletta abbia esaurito il 100% del proprio ritiro. Con riferimento alla normativa italiana, la deformazione totale da ritiro si può valutare come:

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

con:

ϵ_{cd} = deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} = deformazione per ritiro autogeno

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

$$\epsilon_{cd} = K_h * \epsilon_{c0}$$

con:

$$K_h = f(h_0)$$

h_0 = dimensione fittizia in (mm) = $2A_c/u$

A_c = area della sezione in cls perpendicolare alla direzione di massima contrazione

u = perimetro della sezione in cls esposto all'aria

DEFORMAZIONE DA RITIRO SOLETTA

Area sez. cls	A_c	3.937	m ²
Perimetro sez. cls esposto all'aria	u	12.70	m
Dimensione fittizia	h_0	0.62	m
Parametro $f(h_0)$ (vd Tab. 11.2.Vb)	K_h	0.7	-

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

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

 Figura 5: Valori di K_h – Tabella 11.2.Vb del D.M. 17 gennaio 2018

ε_{c0} a U.R. 80% (deformazione da ritiro per essiccamento)			
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ASCISSA 1	f_{ck1}	20	N/mm ²
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ASCISSA 2	f_{ck2}	40	N/mm ²
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ORDINATA 1 (IN VAL. ASS.)	ε_{c01}	0.30	-
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ORDINATA 2 (IN VAL. ASS.)	ε_{c02}	0.24	-
R_{ck} TRAVE	R_{ck}	55	N/mm ²
f_{ck} TRAVE	f_{ck}	45.65	N/mm ²
	ε_{c0} (f_{ck}TRAVE;U.R.80%)	0.223	‰
ε_{c0} a U.R. 60% (deformazione da ritiro per essiccamento)			
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ASCISSA 1	f_{ck1}	20	N/mm ²
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ASCISSA 2	f_{ck2}	40	N/mm ²
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ORDINATA 1 (IN VAL. ASS.)	ε_{c01}	0.49	-
VALORI NOTI DA TAB. 11.2.Va (estremi della retta) ORDINATA 2 (IN VAL. ASS.)	ε_{c02}	0.38	-
R_{ck} TRAVE	R_{ck}	55	N/mm ²
f_{ck} TRAVE	f_{ck}	45.65	N/mm ²
	ε_{c0} (f_{ck}TRAVE;U.R.60%)	0.349	‰
ε_{c0} a U.R. 70% (deformazione da ritiro per essiccamento)			
	ε_{c0} (f_{ck}TRAVE;U.R.70%)	0.286	‰

Relativamente a ε_{c0} , considerando un'umidità relativa di circa il 75% e una resistenza caratteristica cilindrica del cls pari a $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 55 = 45.65$ N/mm², risulta, per interpolazione lineare, $\varepsilon_{c0} = -0.349$ ‰, facendo riferimento al prospetto riportato di seguito:

 Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

 Figura 6: Valori di ε_{c0} – Tabella 11.2.Va del D.M. 17 gennaio 2018

Risulta dunque:

$$\varepsilon_{cd} = K_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0,70 \cdot 0,000349 = 0,00024$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno ϵ_{ca} può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

$$\epsilon_{ca} = 2,5 \cdot (30,71 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,0000518$$

Deformazione da ritiro per essiccamento $f(f_{ck}, UR)$ Tab.11.2.Va

Deform. media per ritiro da essiccamento ($t=\infty$)

Resistenza caratteristica cubica cls

Resistenza caratteristica cilindrica cls

Deform. media per ritiro autogeno ($t=\infty$)

Deformazione totale da ritiro

ϵ_{c0}	0.00029	-
ϵ_{cd}	0.00020	-
R_{ck}	55	N/mm ²
f_{ck}	45.65	N/mm ²
ϵ_{ca}	0.0000891	-
ϵ_{cs}	0.000289	-

Risulta pertanto che la deformazione totale da ritiro è pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.000296$$

I dati sopra ricavati sono riassunti nel prospetto riportato di seguito:

Relativamente alla viscosità, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, può essere dedotto dalla tabella riportata di seguito, per interpolazione lineare, dove h_0 è la dimensione fittizia definita in precedenza. Si considera sempre un'atmosfera con umidità relativa pari a circa il 75%.

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

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

Figura 7: Valori di $\phi(\infty, t_0)$ con atmosfera con umidità relativa di circa il 75% – Tabella 11.2.VI del D.M. 17 gennaio 2018

VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO per SOLETTA

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni SOLETTA	f_{ck}	45.7	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	53.7	N/mm ²
Umidità ambiente relativa, in percentuale	RH	70	%
Dimensione fittizia	h_0	620	mm
Coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_1	0.742	-
Coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_2	0.918	-
Coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_3	0.808	-
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità sul coeff. Viscoso	ϕ_{RH}	1.24	-
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza sul coeff. Viscoso	$\beta(f_{cm})$	2.29	-
Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico	t_0	7	gg
Coefficiente che considera dell'effetto dell'età del cls all'applicazione del carico	$\beta(t_0)$	0.63	-

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	25 di 144

Coefficiente nominale di viscosità	ϕ_0	1.80	-
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dim. Fittizia	β_H	1172.24	-
Età calcestruzzo in giorni al momento considerato	t	27375	gg
Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo	β_c	0.99	-
Coefficiente di viscosità	Φ	1.78	-
Effetto del tipo di cemento sul coeff. Di viscosità	$t_{0\text{corretto}}$	12.11	gg
Coefficiente che considera dell'effetto dell'età del cls all'applicazione del carico	$\beta(t_0)$	0.57	-
Coefficiente nominale di viscosità	Φ_0	1.63	-
Coefficiente di viscosità SOLETTA	$\Phi(t, t_0)$	1.61	-

4.6.2 Effetti termici (ϵ_3)

Relativamente alle variazioni termiche sono state considerate le seguenti distorsioni termiche:

- variazione termica uniforme per gli elementi strutturali $\pm 15^\circ\text{C}$
- gradiente termico tra soletta e trave in c.a.p. $\pm 5^\circ\text{C}$

4.7 Azione Sismica (Q6)

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

4.7.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$.

4.7.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo IV** con coefficiente d'uso $C_U=2$.

4.7.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

4.7.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{V_R} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	30

	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 949$ anni.

4.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

4.7.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

4.7.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Classificazione topografie superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

4.7.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella delle espressioni per S_s e C_c

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 3: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,50$ e $C_c = 1,571$

4.7.6 Parametri sismici di calcolo

Si assumono i parametri sismici più cautelativi corrispondenti al tratto A3, individuato dalla “Relazione geotecnica generale” dal km 82+000 al km 89+731 con il punto P4:

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	31 di 144

Latitudine = 45.159632

Longitudine = 10.784886

ag = 0.116 g

F0 = 2.565;

T*c = 0.306 s;

S = 1.50

a_{max}(g) = 0.177

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

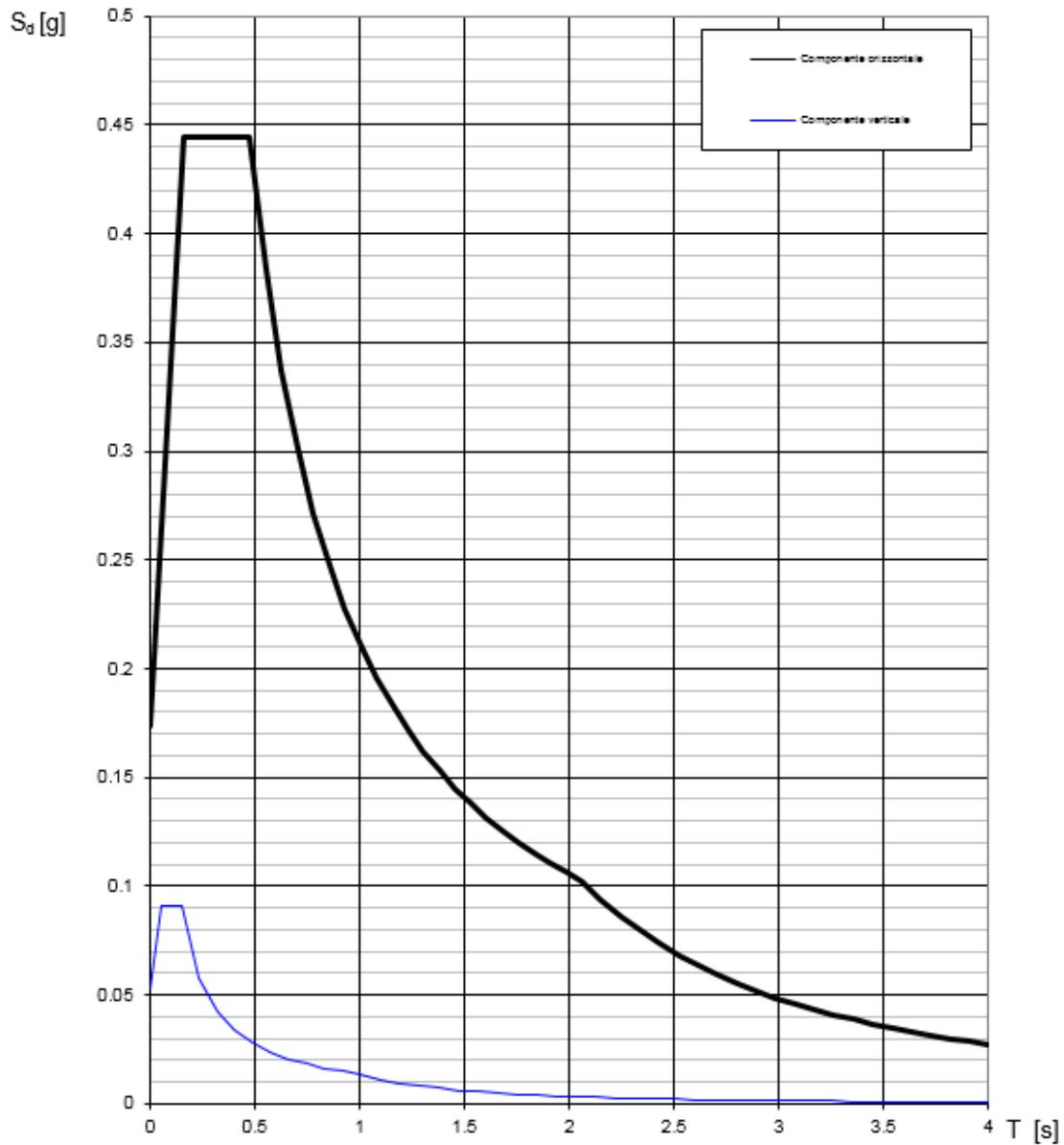


Figure 4 Spettro di progetto: grafico

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.116 g
F_o	2.565
T_c	0.306 s
S_s	1.500
C_c	1.552
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	2.062 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.173
T_B	0.158	0.445
T_C	0.475	0.445
	0.551	0.384
	0.626	0.337
	0.702	0.301
	0.777	0.272
	0.853	0.248
	0.929	0.227
	1.004	0.210
	1.080	0.196
	1.155	0.183
	1.231	0.172
	1.306	0.162
	1.382	0.153
	1.458	0.145
	1.533	0.138
	1.609	0.131
	1.684	0.125
	1.760	0.120
	1.835	0.115
	1.911	0.111
	1.987	0.106
T_D	2.062	0.102
	2.154	0.094
	2.247	0.086
	2.339	0.080
	2.431	0.074
	2.524	0.068
	2.616	0.064
	2.708	0.059
	2.800	0.056
	2.893	0.052
	2.985	0.049
	3.077	0.046
	3.169	0.043
	3.262	0.041
	3.354	0.039
	3.446	0.037
	3.539	0.035
	3.631	0.033
	3.723	0.031
	3.815	0.030
	3.908	0.029
	4.000	0.027

4.7.7 Applicazione del sisma

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stati determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Per i carichi dovuti ai carichi mobili si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

4.8 Resistenza parassita dei vincoli (longitudinale) Q_7

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate assumendo un coefficiente di attrito proporzionale all'intensità del carico verticale secondo le indicazioni fornite dalla norma "CNR 10018/99". Cautelativamente, si considerano delle forze generate da un attrito pari al 5%.

5 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni riportate nella normativa ponti, alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k_2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k_1} + \psi_{02} \cdot Q_{k_2} + \psi_{03} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k_1} + \psi_{22} \cdot Q_{k_2} + \psi_{23} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k_1} + \psi_{22} \cdot Q_{k_2} + \psi_{23} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k_1} + \psi_{22} \cdot Q_{k_2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_z$$

avendo indicato con E_x e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

TABELLA 5.1.IV – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO						
Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Gruppo di azioni	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore					Schema di carico 5

TABELLA 5.1.IV – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali			Carichi orizzontali			Carichi verticali
	caratteristico					con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3° categoria

(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

I coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti di combinazione Ψ assegnati ai gruppi di azioni da traffico sono desunti dalle tab. 5.1.V e 5.1.VI del D.M. 17/01/18.

TABELLA 5.1.V - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

TABELLA 5.1.VI - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3 e 4 (Carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00
	4 (folla)	---	0,75	0,00
	5	0,00	0,00	0,00
Vento q_5	Vento a ponte carico			
	SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	---	0,00
	Vento a ponte carico	0,60		
Neve q_5	SLU ed SLE	0,00	0,00	0,00
	Esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico stradale sono combinate con un coefficiente $\Psi_2 = 0,2$ (punto 3.2.4 del D.M. 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

6 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è stata condotta mediante il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000. È stato eseguito un modello FEM tridimensionale dell'impalcato costituito da un graticcio di elementi beam che simulano le travi nella direzione longitudinale e la soletta nella direzione trasversale. A ciascuno degli elementi frame, monodimensionali, è stata assegnata la sezione corrispondente, distinguendo, per quanto riguarda le travi, tra la sezione di mezzera e quella in prossimità degli appoggi. La sezione assegnata agli elementi che simulano la soletta è di tipo rettangolare, con dimensioni 100 x s, con s pari allo spessore della soletta.

Gli elementi beam che simulano le travi e la soletta sono stati disposti in corrispondenza del baricentro delle rispettive sezioni. Il collegamento delle travi con la soletta è stato modellato mediante link rigidi. Alla quota delle travi sono stati modellati, mediante elementi beam, i cinque traversi, due di testata, tre in campata, ai quali si è assegnata una sezione rettangolare equivalente.

Il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture è stato simulato attraverso link elastici: le caratteristiche di rigidità degli elementi inseriti modellano lo schema di vincolo adottato per l'impalcato in esame. Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti descritto, schematizzato nelle Figure dei seguenti paragrafi.

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse longitudinale impalcato
- y = asse trasversale impalcato
- z = asse verticale impalcato

6.1 Geometria

Le proprietà geometriche che contraddistinguono gli elementi strutturali modellati possono essere individuate nelle Figure riportate di seguito.

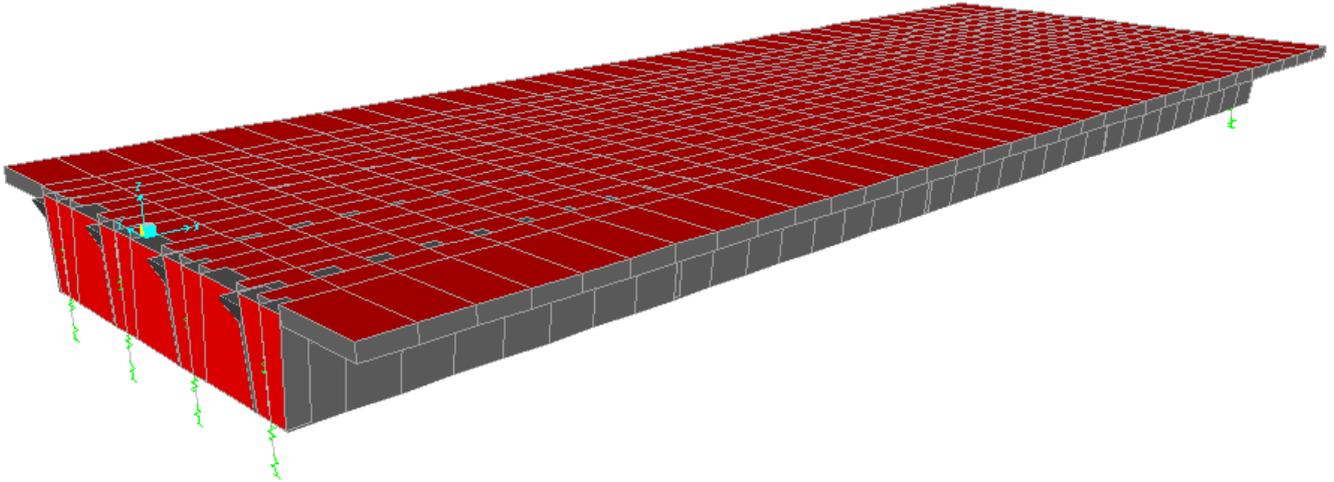


Figura 8 Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo SAP2000

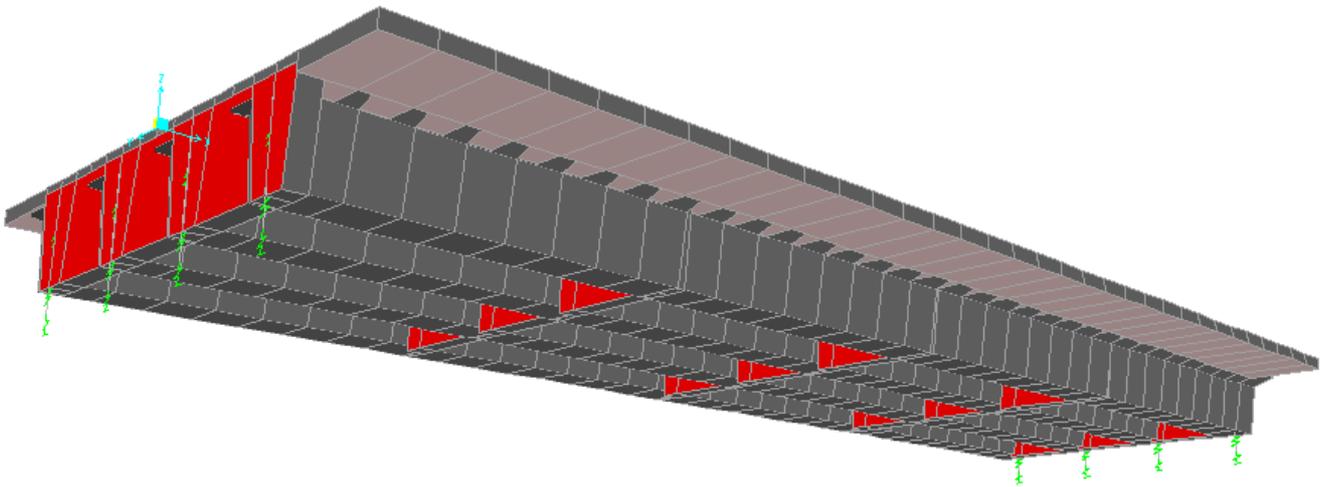


Figura 9 Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo SAP2000

6.2 Condizioni di vincolo

Alle estremità delle travi sono stati inseriti degli isolatori elastomerici tramite degli elementi *nlink*. Si riporta di seguito un'immagine del modello con l'applicazione degli isolatori:

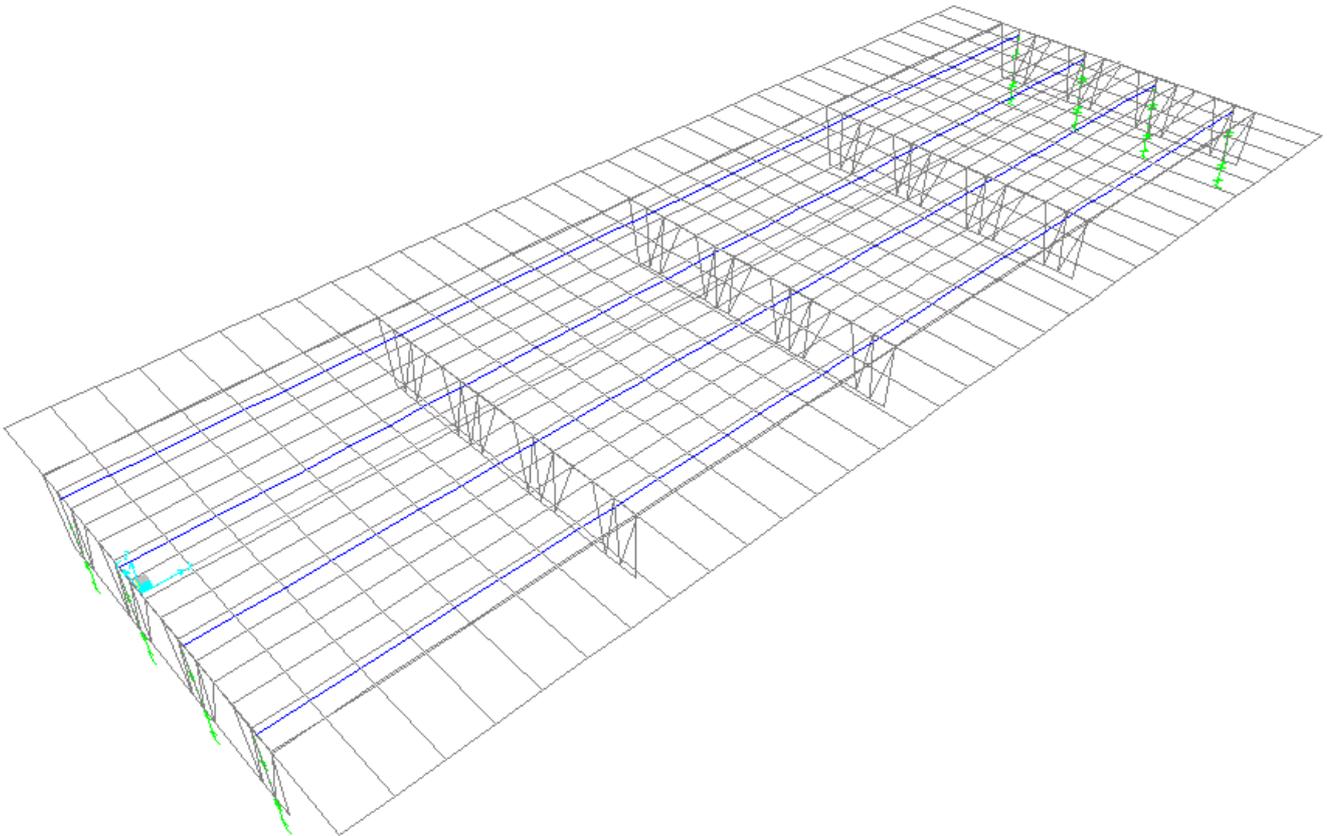


Figura 10: Condizioni di vincolo – Vista 3D wireframe

7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni”- DM 17.1.2018 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale, di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

7.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Rispetto agli elementi in cemento armato ordinario, per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione degli elementi in calcestruzzo armato precompresso si devono tenere in conto anche gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio. Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve inoltre considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

7.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 11: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel "Manuale di progettazione delle opere civili". L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Risulta:

Per la soletta d'impalcato (intesa come zona non ispezionabile delle strutture):

Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

7.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Nel caso degli elementi precompressi in calcestruzzo, a cadute avvenute valgono le limitazioni sopra riportate; relativamente alle tensioni di compressione iniziali nel calcestruzzo (all'atto della precompressione), queste non devono superare il valore:

$$\sigma_{ci} < 0,60 f_{ckj}$$

essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Non sono ammesse tensioni di trazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < f_{ckj}/1.15$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute degli acciai da precompressione vale quanto stabilito di seguito, rappresentando $f_{p(1)k}$ la tensione convenzionale caratteristica di snervamento dei trefoli da precompressione, ottenuta dalla tensione $f_{p(1)}$ corrispondente all'1% di deformazione totale, compresa tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura f_{pt} :

$$\sigma_{sp} < 0,80 f_{p(1)k}$$

Le tensioni iniziali σ_{spi} all'atto della tesatura dei cavi (armatura pre-tesa) devono invece rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,85 f_{p(1)k}$$

$$\sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk}$$

ove f_{ptk} è la tensione caratteristica di rottura dell'acciaio da precompressione.

Inoltre, relativamente al dimensionamento degli elementi in c.a.p, si rispettano gli ulteriori limiti tensionali, prescritti nel "Manuale di progettazione delle opere civili", riportati di seguito:

- la tensione principale di trazione nella fibra baricentrica nella combinazione di carico caratteristica (rara), deve risultare $\leq 0.040 f_{ck}$.

7.1.3 Verifica di deformabilità

Le verifiche di deformabilità sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 2.6.2.2.3 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

E' necessario rispettare il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto incrementati dinamicamente nella combinazione caratteristica (rara) agli S.L.E.:

$$f \leq L/700$$

dove:

L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale.

Per le strutture in c.a. la verifica sarà condotta considerando la struttura in primo stadio (non fessurato) senza considerare il contributo delle armature.

7.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Relativamente alle verifiche di resistenza (SLU) eseguite sulle sezioni in c.a.p., vale quanto stabilito di seguito per le sezioni in cemento armato ordinario. In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assume un valore di calcolo della forza di precompressione con $\gamma_p = 1,2$.

7.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

7.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

con:

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

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

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

7.2.3 Verifiche locali

Conformemente con quanto prescritto nel par.2.5.2.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, devono essere eseguite in corrispondenza delle testate delle travi delle verifiche locali per tenere conto dei fenomeni connessi all’introduzione e alla diffusione della precompressione nel calcestruzzo (fenomeni di bursting, spalling e spreading), prevedendo un’armatura aggiuntiva diffusa in grado di assorbire le relative sollecitazioni.

Il tasso di lavoro delle armature aggiuntive, non deve essere superiore a 160MPa per governare il fenomeno della fessurazione.

7.2.4 Fenomeno di “BURSTING”

Il trasferimento della forza di precompressione sul calcestruzzo avviene mediante delle traiettorie curvilinee. Tali traiettorie generano delle tensioni di trazione o ‘bursting stresses’, in senso trasversale ad esse (la cui risultante viene chiamata ‘forza di fenditura’ o ‘splitting force’), che possono dar luogo a fenomeni fessurativi con conseguente riduzione dell’ancoraggio delle barre del precompresso. Per evitare ciò viene posta un’armatura trasversale in corrispondenza delle testate delle travi, ripartita su una lunghezza di 0,5-0,7 L_u , essendo L_u pari alla lunghezza di trasferimento ($= 70\phi$, con ϕ pari al diametro massimo del trefolo), a partire dalle estremità dei trefoli.

Per un singolo gruppo di trefoli le forze di fenditura dei fili interni si elidono vicendevolmente e, in tal modo, il contributo allo sforzo di fenditura è offerto solo dai trefoli esterni.

Nel caso di un gruppo di trefoli che presenta un massimo di sei fili sul perimetro esterno la forza complessiva di fenditura vale:

$$F=6 \times Z_S$$

in cui Z_S , forza di fenditura del singolo trefolo, vale:

$$Z_S=1.5 \times (0.25 \times P_{barra})$$

con:

$$P_{barra}= A_f \times \sigma_{spi}$$

Con σ_{spi} pari alla massima tensione nei cavi al momento del rilascio.

Nota la forza complessiva di fenditura si ricava l’armatura A_a necessaria ad assorbire tale sforzo, assumendo la tensione σ_a pari a 220N/mm² per limitare le fessurazioni e facilitare l’ancoraggio.

7.2.5 Fenomeno di “SPALLING”

All’esterno delle traiettorie di compressione dovute al diffondersi della precompressione, in corrispondenza delle zone marginali (d’angolo), si producono delle tensioni di trazione di bordo.

In riferimento a quanto riportato da Leonhardt (vol.II pag.65), il valore della forza di spalling F_{sp} si può esprimere, in funzione dell’eccentricità specifica e/H , mediante la seguente formula:

$$F_{sp} = \frac{0.015P}{1 - \sqrt{2e/H}} \cong 0.03P$$

nella quale “P” è lo sforzo totale di precompressione e vale:

$$P = N_{tr} \times A_{tr} \times \sigma_{spi}$$

La forza F_{sp} è assorbita da un’armatura A_a posta in prossimità della testata della trave, ricavata assumendo la tensione σ_a pari a 220N/mm².

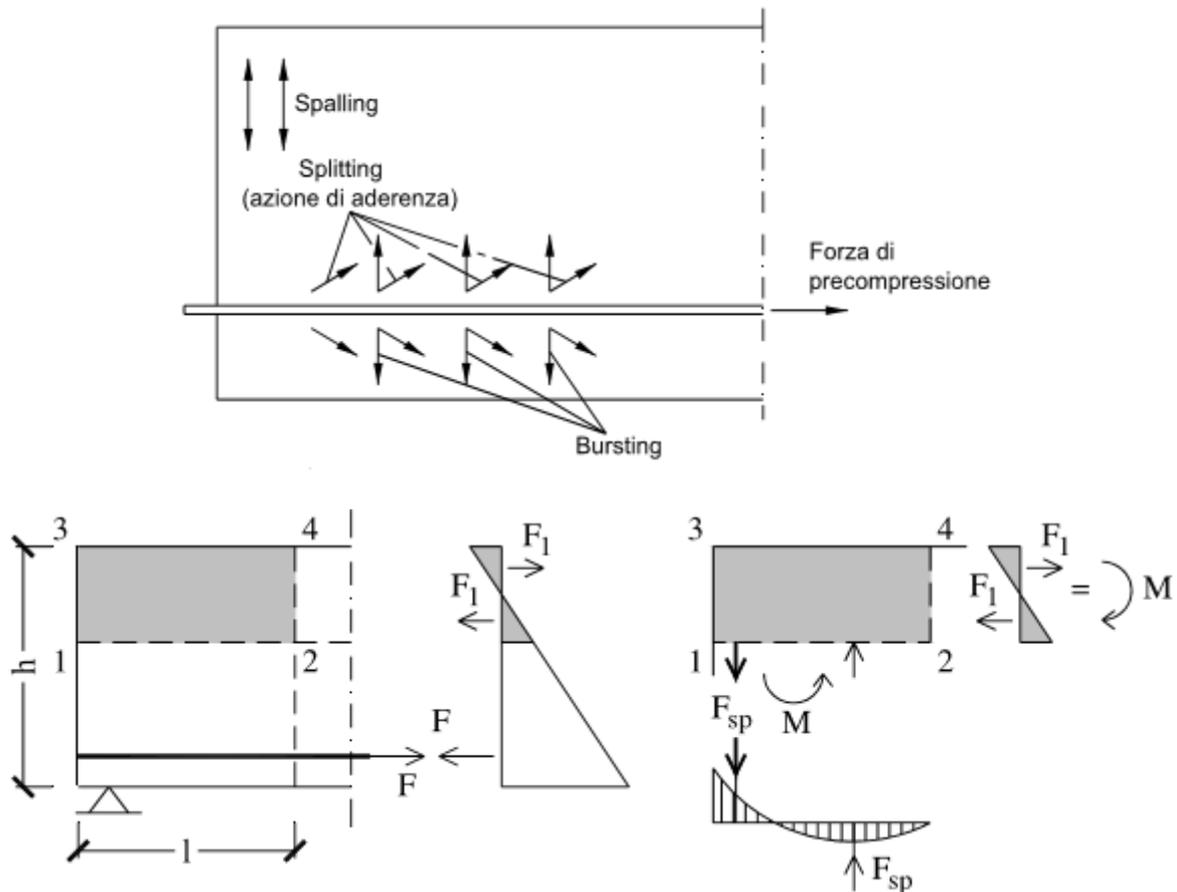


Figura 12: Tensioni di ‘spalling’ in presenza di una forza di precompressione eccentrica – Model Code 1990

7.2.6 Fenomeno di “SPREADING”

La diffusione (“spreading”) delle forze di precompressione avviene secondo delle traiettorie che, con sufficiente approssimazione, sono inclinate rispetto all’asse del cavo di precompressione di un angolo pari a β . Tale angolo, come riportato dall’EC2, può essere considerato uguale a 34°. A causa di tale fenomeno si manifestano tensioni di

trazione in direzione ortogonale al cavo, che dovranno essere assorbite da staffe verticali disposte su tutta l'altezza della trave, per una lunghezza pari alla lunghezza di diffusione.

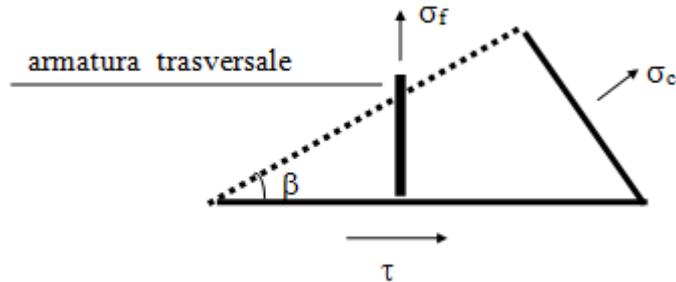


Figura 13: Fenomeno di 'spreading'

Il valore totale della forza è funzione dello scorrimento S.

Per i trefoli che partono dalla testata risulta:

$$T_1 = S_1 * \text{tg}\beta$$

Si ricava pertanto l'area di armatura A_a necessaria ad assorbire tale forza, assumendo la tensione σ_a pari a 220N/mm^2 .

8 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO

8.1 Travi

8.1.1 Sollecitazioni agenti

Le caratteristiche di sollecitazione (momento flettente e taglio) destinate nelle travi longitudinali d'impalcato vengono espletate per le fasi di carico di seguito riportate:

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

Si terrà conto inoltre degli effetti del ritiro differenziale della soletta rispetto alle travi prefabbricate nonché degli effetti dovuti al rilassamento dell'acciaio, al ritiro del calcestruzzo ed al fluage.

Gli schemi di calcolo adottati sono quelli descritti di seguito.

Per desumere le sollecitazioni relative alla fase 1a) si fa riferimento allo schema di trave semplicemente appoggiata, considerando quale sezione reagente quella della sola trave prefabbricata. Per la fase 1 si assumono i soli carichi dovuti al peso proprio.

Per ricercare le sollecitazioni nelle fasi successive b), c), d), e) si fa riferimento ad uno schema strutturale d'impalcato appoggiato-appoggiato composto dalle travi principali longitudinali, dai trasversi e dalla soletta.

Per la fase 1c) si assumono i carichi dovuti al peso proprio della soletta e dei trasversi.

I carichi della fase 2d) sono rappresentati dai sovraccarichi permanenti portati, ovvero dai pesi delle barriere di sicurezza, delle velette, del pacchetto stradale, ecc.

I carichi della fase 2e) sono costituiti dai carichi accidentali mobili, la cui valutazione è riportata in precedenza.

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G1 + G2 + P + Q$$

dove:

G1 = permanenti strutturali

G2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

I valori di sollecitazione si ottengono risolvendo lo schema di struttura ottenuto con l'utilizzo del programma di analisi strutturale "SAP2000".

8.1.1.1 Calcoli per la fase di carico n.1a - 1b

Le caratteristiche di sollecitazione dovute al peso proprio sono calcolate per trave semplicemente appoggiata sottoposta a carico uniforme. Il calcolo è cautelativo perché non tiene conto della presenza del retrotrave oltre l'asse appoggi.

E' preso in conto l'incremento delle sollecitazioni dovuto alle zone di appoggio ringrossate ed alla eventuale presenza dei trasversi.

Si riportano di seguito i risultati, in termini di caratteristiche delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) indotte dal peso proprio delle travi (carichi fase 1). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

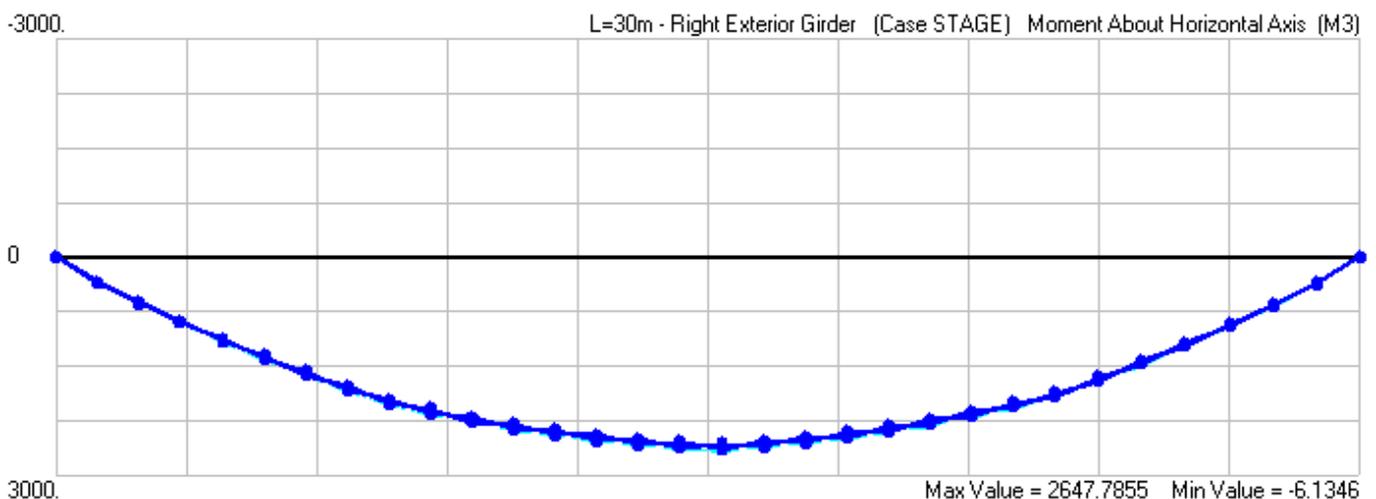


Figura 14: Peso proprio travi – Momento flettente (kNm)

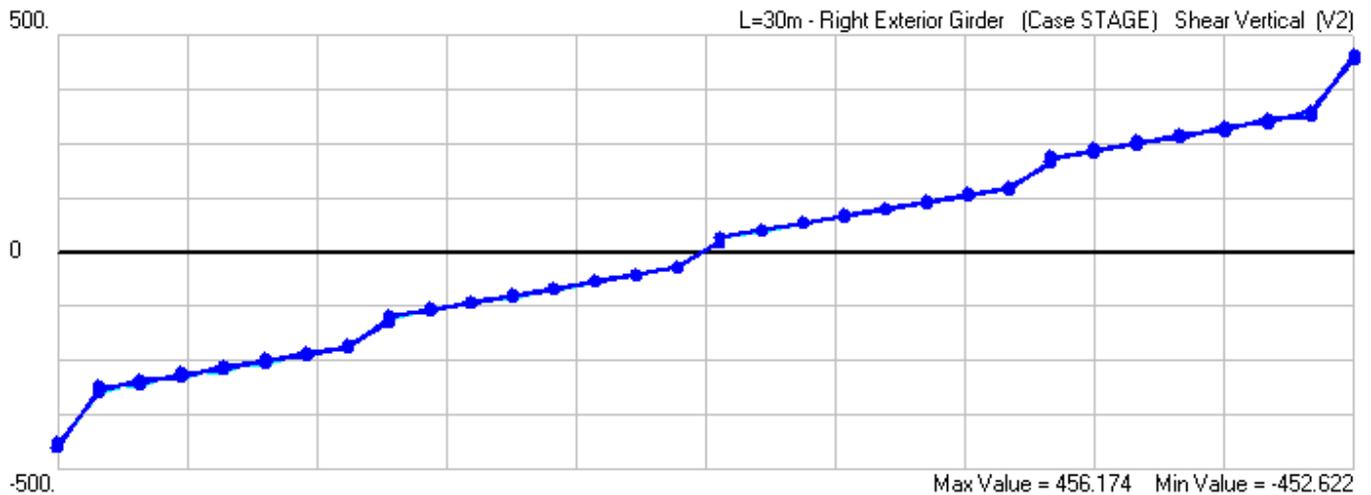


Figura 15: Peso proprio travi – Taglio (kNm)

8.1.1.2 Calcoli per la fase di carico n.1c

Le predalles sono collaboranti.

- Altezza utile della soletta risulta di cm 30.50
- in riferimento agli interassi delle travi risulta una larghezza di soletta collaborante pari a cm 250.00
- La larghezza della soletta riferita al bordo dell'impalcato è pari a cm 385.00

Le caratteristiche di sollecitazione dovute ai carichi sono calcolate per trave semplicemente appoggiata sottoposta al carico uniforme dovuto al getto della soletta.

Le sollecitazioni indotte dai trasversi sono calcolate per carichi concentrati su trave appoggiata.

Si riportano di seguito i risultati, in termini di caratteristiche delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) e di spostamenti, indotti dal peso proprio dalla fase precedente e dal getto della soletta (carichi fase 1c). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

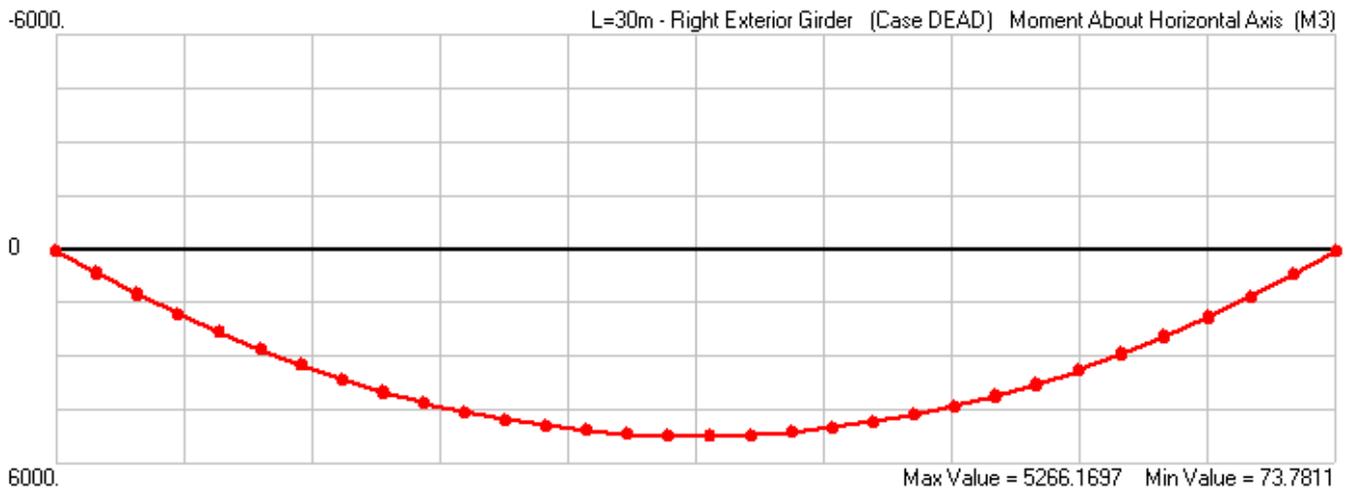


Figura 16: Getto della soletta – Momento flettente (kNm)

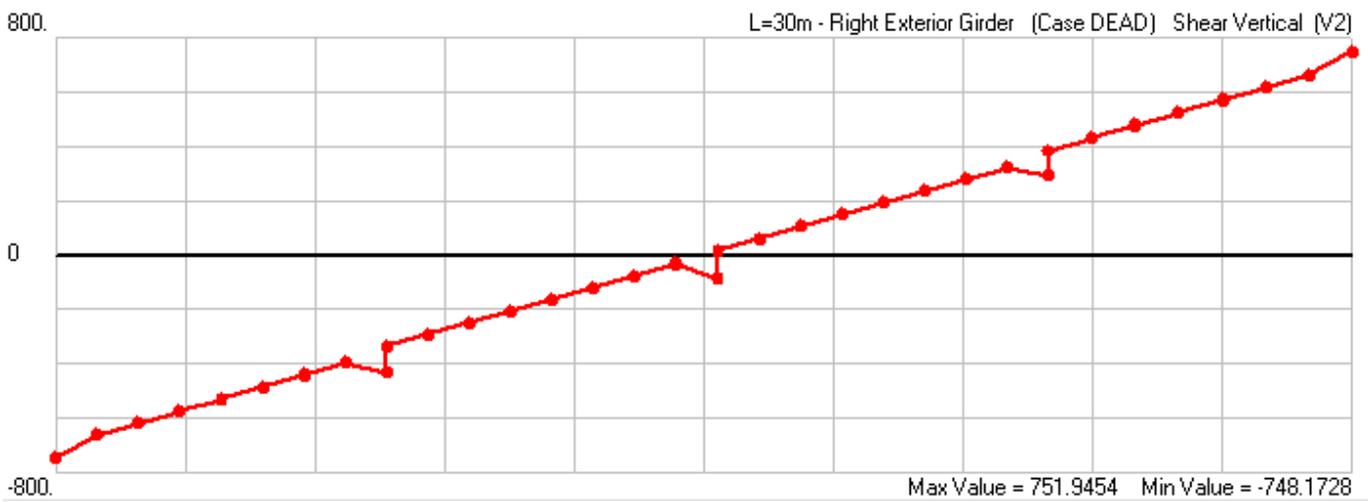


Figura 17: Getto della soletta – Taglio (kNm)

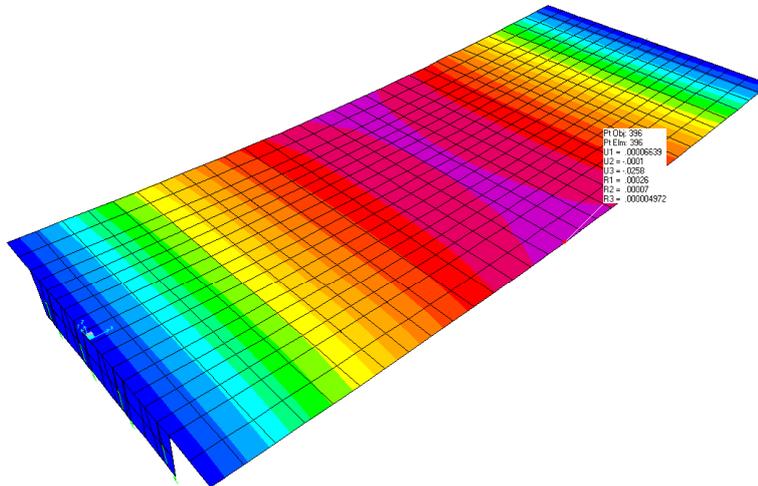


Figura 18 Deformata fase 1c

8.1.1.3 Calcoli per la fase di carico n.2d

Lo schema strutturale dell'impalcato definisce un grigliato piano formato dalle travi longitudinali, dai trasversi di testata, dai trasversi intermedi e da travi trasversali con cui è descritta la soletta.

Si riportano di seguito i risultati, in termini di caratteristiche delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) e di spostamenti, indotti dai sovraccarichi permanenti portati, ovvero dai pesi delle barriere di sicurezza, delle velette, del pacchetto stradale, ecc. (carichi fase 2d). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

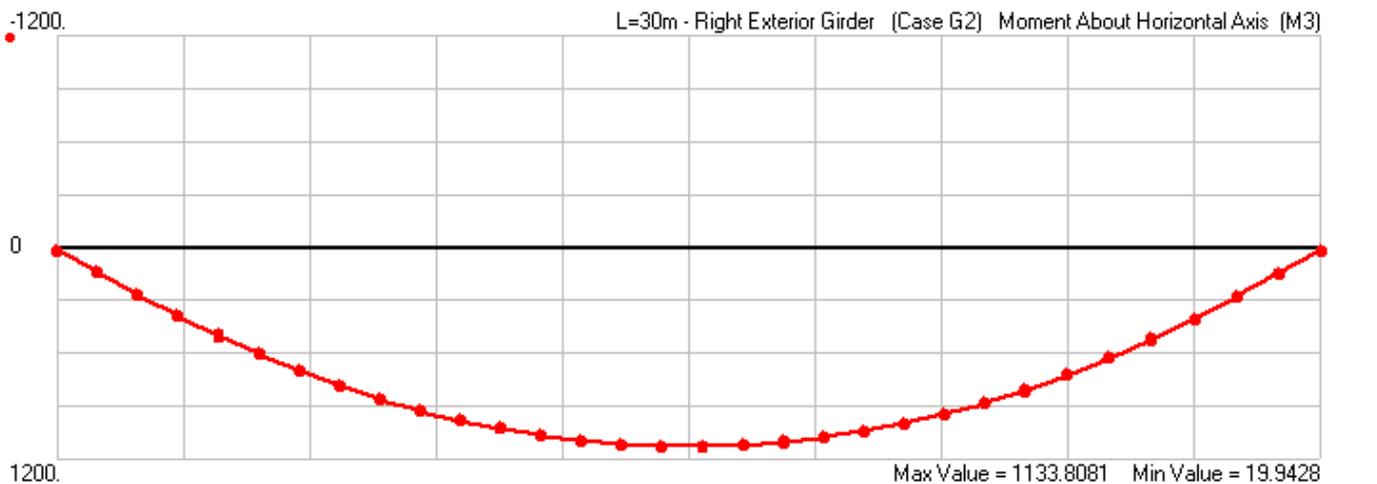


Figura 19: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Momento flettente (kNm)

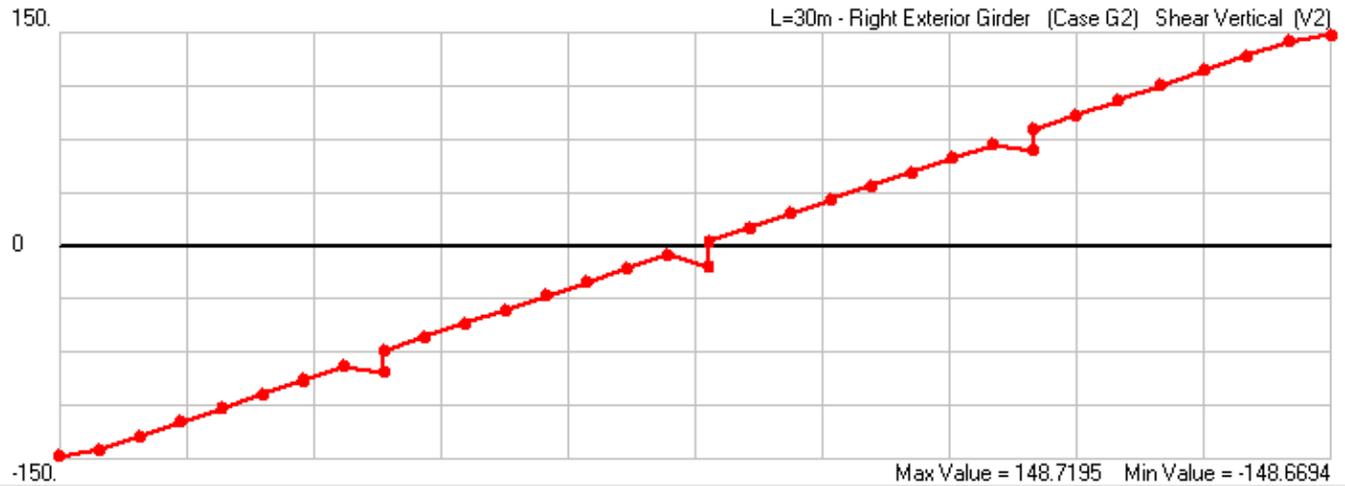


Figura 20: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Taglio (kNm)

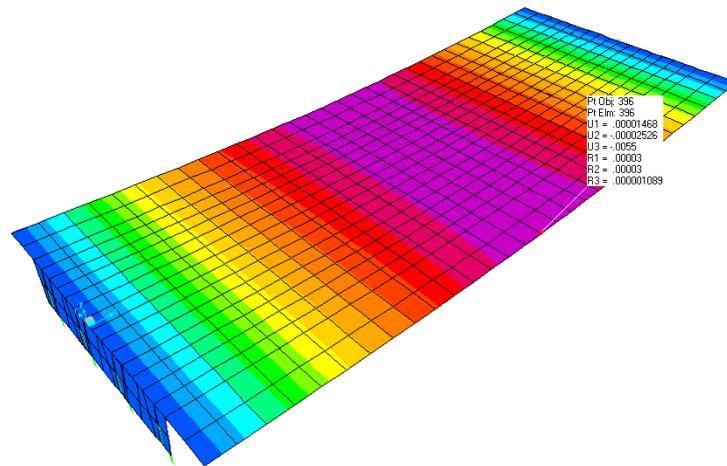


Figura 21: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Deformata a flessione

8.1.1.4 Calcoli per la fase di carico n.2e

Si riportano di seguito i risultati, in termini di caratteristiche delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) e di spostamenti, indotti dai carichi accidentali (carichi fase 2e). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

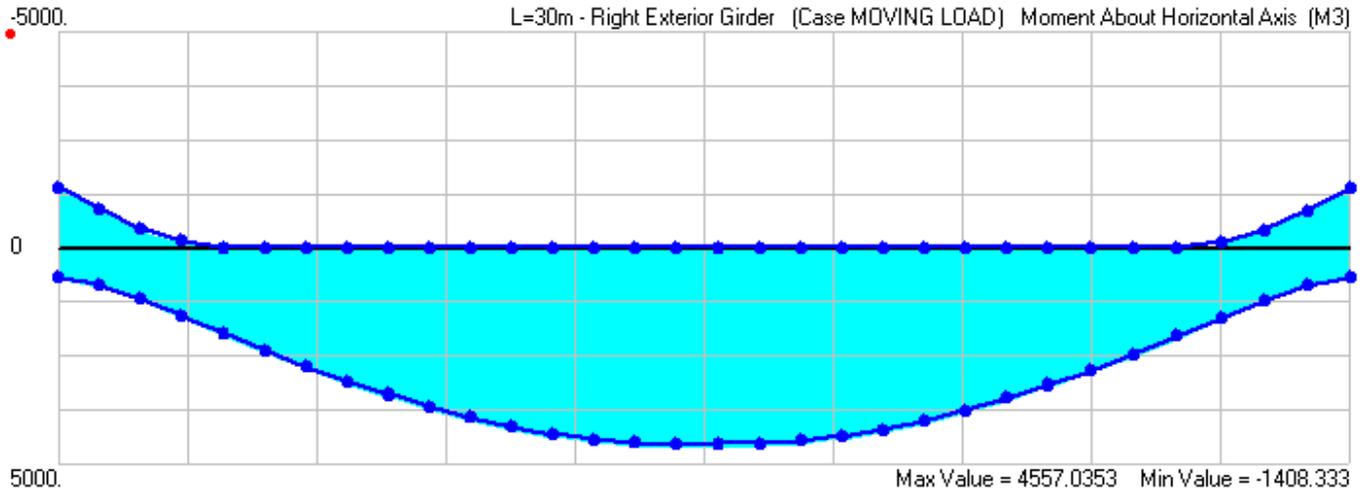


Figura 22: Carichi accidentali – Momento flettente trave destra maggiormente caricata (kNm)

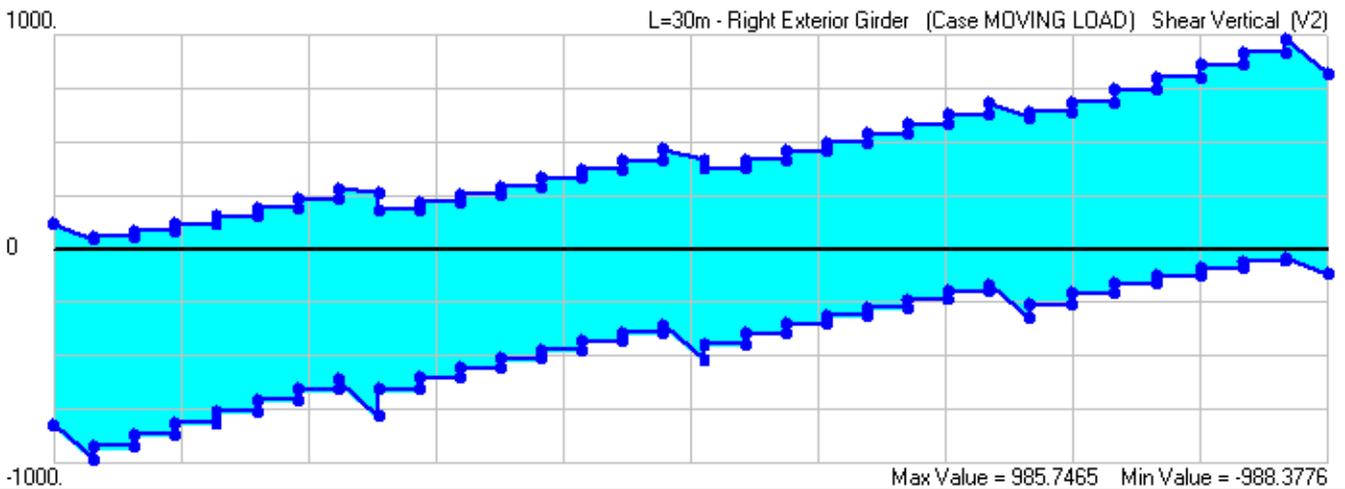


Figura 23: Carichi accidentali – Taglio trave destra maggiormente caricata (kNm)

8.1.2 Verifica sezione - Sezione di mezzeria

8.1.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
---	----------------	----------------

A	J_f	Z_g
747999.000	244117276136.228 0	799.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

$Z_{g,p}$	A_p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	789680.548	261600821948.4	775.39

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	J_{r,id}	Z_{g,id}
		950	

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14.92	1.1%
rilassamento acciaio	41.4%	25.26	1.9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	1854370849.74	-10195661.22	-4703761717.16
prima del getto in opera	0.00	-9410613.70	-4341580553.96
dopo getto 2a fase	4068822325.56	-9407384.19	-4340090622.43

8.1.2.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-4.71	-20.62
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-11.78	-12.05

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	1217.42	0.00		0.00	
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
dopo getto 2a fase	1144.77	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14.92	1.1%
rilassamento acciaio	25.9%	15.80	1.2%
viscosità cls	41.7%	70.13	5.2%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.08	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.06	0.0%
viscosità cls	0.2%	0.28	0.0%

8.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=338.39}=0.00620$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	328.32	10321091125.56	-0.00350	1600.00	0.00075	55.00
(-)	690.63	-2597643943.43	0.00436	1550.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 5492910139.51 < 10321091125.56 \quad K_r=1.879$$

8.1.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	140.00		2.26195

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1550.00	1.359	3892.000	0.0179	-12.58	1.250

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
563203.25	1310508.37	1088812.95

$$V_{Ed,max} = 32099.24 < 1088812.95$$

8.1.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

8.1.2.2.1 dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	

n.	Y	Z	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J _f	Z _g
1812721.918	651186064588.282	1359.36

A	J_r	Z_g
	0	

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

Z_{g,p}	A_p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	J_{r, id}	Z_{g, id}
	1854403.466	702737040362.2 660	1336.41

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecce
cambio vincoli	0.00	-5615703.84	0.00	0.0238

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-11.75	-12.07
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	28.58	2.1%
rilassamento acciaio	32.6%	19.90	1.5%
viscosità cls	58.1%	97.65	7.2%

8.1.2.2.2 Verifiche in esercizio

8.1.2.2.2.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	

n.	Y	Z	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J_f	Z_g
----------	----------------------	----------------------

A	J_f	Z_g
1812721.918	651186064588.282 0	1359.36

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

$Z_{g,p}$	A_p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1854403.466	702737040362.2	1336.41

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	J_{r,id}	Z_{g,id}
		660	

Tensioni sul cls - VH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-11.75	-11.75	-12.07	-12.07
t=inf.-senza carichi	-11.53	-11.53	-9.34	-9.34
t=inf.-SLE Rare	-11.87	-13.70	1.46	-9.57
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-0.21	-0.21	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.54	-4.43	-0.09	-1.76
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	1144.29	0.00		0.00	
t=inf.-senza carichi	967.94	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	958.60	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

8.1.2.2.2 Verifica a rottura per flessione $t=inf$.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Armature pretese	338.39	0.00523

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z ε_{sup}	ε_{inf}	Z ε_{inf}
(+)	1633.77	16565236054.19	-0.00172	1905.00	0.01000	55.00
(-)	372.86	-2478749911.12	0.01000	1550.00	-0.00317	0.00

$$M_{d,max} = 13262606538.42 < 16565236054.19 \quad K_r=1.249$$

8.1.2.2.3 Verifica rottura per taglio $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0.008	140.00		2.26195

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1850.00	1.329	7784.000	0.0200	-4.56	1.176

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
363202.67	1535607.13	1543390.41

$$V_{Ed,max} = 608626.40 < 1532343.82$$

$$\text{Trazione per taglio (V=608626.40)} = 554972.18 \text{ [N]}$$

8.1.2.2.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.008	12.93		1.13097

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1557500.00 0	140.00	5850.00	-4.56	1.176

T_{Rcd}	T_{Rsd}
2887484167.31	2363972977.30

$$T_{Ed,max} = 484705031.03 < 2363972977.30$$

$$\text{Trazione per torsione (T=2363972977.30)} = 7614764.78 \text{ [N]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=484705031.03)} = 1561318.52 \text{ [N]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -8269842.15 \text{ [N]}$$

<armatura longitudinale non necessaria>

8.1.2.2.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-484705031.03/2363972977.30| + |-608626.40/1532343.82| = 0.628$$

8.1.2.2.6 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 140.000 [mm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=14200.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	511.34	[N/mm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-528.29	[N/mm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±155.92	[N/mm]
staffe di collegamento	2.2619	[mm ² /mm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±609.08	[N/mm]

8.1.3 Verifica sezione - Appoggio

8.1.3.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	

n.	Y	Z	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
1135810.250	309369425510.496 0	837.66

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	1154659.806	320013299919.2 240	825.29

Sollecitazioni	M_{esterno}
prima del getto in opera	0.00
dopo getto 2a fase	-6169248.02

8.1.3.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,\max}$	$\sigma_{i,\max}$
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	0.00	-4.82

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{\text{long,max}}$	pos.	$\sigma_{\text{long,min}}$	pos.
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

8.1.3.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.00}=0.00000$

fless.	Z asse neutro	M_r	ϵ_{sup}	Z_{Esup}	ϵ_{inf}	Z_{Einf}
(+)	1486.22	1549926930.91	-0.00081	1600.00	0.01000	80.00
(-)	65.63	-929270956.64	0.00077	80.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,\min} = -8328484.83 > -929270956.64 \quad K_r=111.577$$

8.1.3.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	50.000	250.00		4.52389

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{ep}	α_c
1520.00	1.363	1256.637	0.0033	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Red}
153579.39	2480668.68	2211742.50

$$V_{Ed,max} = 377491.08 < 2211742.50$$

8.1.3.2 Seconda fase: trave + getto in opera

8.1.3.2.1 dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	

n.	Y	Z	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecce
cambio vincoli	0.00	-5615703.41	-4319.77	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	0.00	-9.20
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	28.58	2.1%

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
rilassamento acciaio	32.6%	19.90	1.5%
viscosità cls	100.0 %	97.65	7.2%

8.1.3.2.2 Verifiche in esercizio

8.1.3.2.2.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	

n.	Y	Z	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Tensioni sul cls - VH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	-9.20	-9.20	
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	-9.20	-9.20	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	-331.78	*
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00	

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00	
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	-20.85	0.00	-13.62	*
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00	

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	0.00	140.48		140.48	
t=inf.-senza carichi	0.00	140.48		140.48	
t=inf.-SLE Rare	0.00	4817.37	*	445.13	*
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

8.1.3.2.2.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.00	0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{Esup}	ϵ_{inf}	Z _{Einf}
(+)	1869.46	736178758.51	-0.00020	1905.00	0.01000	80.00
(-)	13.58	304622420.28	0.01000	80.00	-0.00204	0.00

$M_{d,max} = 1245173896.84 > 736178758.51$ * verifica non soddisfatta

$M_{d,min} = -1334417998.23 < 304622420.28$ * verifica non soddisfatta

8.1.3.2.2.3 Verifica rottura per taglio $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.012	250.00		4.52389

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{ep}	α_c
1825.00	1.331	1256.637	0.0028	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Red}
169456.64	2978434.43	2655546.09

$V_{Ed,max} = 1169230.57 < 2655546.09$

Trazione per taglio ($V=1169230.57$) = 586774.53 [N]

8.1.3.2.2.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.012	12.93		2.26195

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1321400.00 0	250.00	5480.00	0.00	1.000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
4272801958.33	2339167604.37

$$T_{Ed,max} = 552572386.21 < 2339167604.37$$

Trazione per torsione ($T=2339167604.37$) = 4850400.51 [N]

Trazione per torsione ($T=552572386.21$) = 1145791.08 [N]

Sforzo di precompressione presente = 0.00 [N]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Ed,max}=552572386.21$) = 2928.133 [mm²]

8.1.3.2.2.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |552572386.21/2339167604.37| + |-1169230.57/2655546.09| = 0.678$$

8.1.3.2.2.6 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 250.000 [mm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=500.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	113.60	[N/mm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1007.38	[N/mm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±278.42	[N/mm]
staffe di collegamento	4.5239	[mm ² /mm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1087.65	[N/mm]

8.1.4 Fenomeno di “BURSTING”

Si procede di seguito al calcolo dell’armatura trasversale in corrispondenza delle testate delle travi, al fine di evitare fenomeni fessurativi legati alle tensioni di trazione, o ‘bursting stresses’, relative al trasferimento della forza di precompressione sul calcestruzzo. Tale armatura è da ripartire su una lunghezza di 0,5-0,7 Lu, essendo Lu pari alla lunghezza di trasferimento (= 70Ø, con Ø pari al diametro massimo del trefolo), a partire dalle estremità dei trefoli. Si ricorda che per un singolo gruppo di trefoli le forze di fenditura dei fili interni si elidono vicendevolmente e, in tal modo, il contributo allo sforzo di fenditura è offerto solo dai trefoli esterni.

Nel caso di un gruppo di trefoli che presenta un massimo di sei fili sul perimetro esterno la forza complessiva di fenditura vale:

$$F=6 \times ZS$$

in cui ZS, forza di fenditura del singolo trefolo, vale:

$$ZS=1.5 \times (0.25 \times P_{barra})$$

con:

$$P_{barra} = A_{tr} \times \sigma_{spi}$$

Con σ_{spi} pari alla massima tensione nei cavi al momento del rilascio.

Nota la forza complessiva di fenditura, si ricava l’armatura Aa necessaria ad assorbire tale sforzo, assumendo la tensione σ_a pari a 220N/mm² per limitare le fessurazioni e facilitare l’ancoraggio:

$$Aa = F / \sigma_a$$

Le grandezze sopra citate sono valutate nel prospetto riportato di seguito:

FENOMENO DI 'BURSTING'		
Diametro nominale trefoli	ϕ	15.2 mm
Lunghezza di trasferimento	L_u	1064 mm
Area singolo trefolo	A_{tr}	139 mm ²
Tensione iniziale di tesatura	σ_{spi}	1350 N/mm ²
Trazione iniziale trefolo	P_{barra}	187.65 kN
Forza di fenditura singolo trefolo	Z_s	70.37 kN
Numero fili sul perimetro esterno	n	6 -
Forza complessiva di fenditura	F	422.21 kN
Tensione di fenditura	σ_a	220 N/mm ²
Armatura trasversale di calcolo	A_a	19.19 cm ²
Lunghezza di ripartizione armatura	L_a	74 cm

Sulla base dei calcoli sopra riportati, si utilizzano staffe $\phi 12/10$ da distribuire su una lunghezza:

$$L = 0.7 \times L_u = 0.7 \times 70\phi \cong 80 \text{ cm per i trefoli che partono dalla testata.}$$

8.1.5 Fenomeno di "SPALLING"

Si procede di seguito al calcolo dell'armatura trasversale in corrispondenza di zone marginali delle testate delle travi, al fine di evitare fenomeni fessurativi legati a tensioni di trazione di bordo, o 'spalling stresses', relative alla diffusione della precompressione sul calcestruzzo.

Il valore della forza di spalling F_{sp} si può esprimere, in funzione dell'eccentricità specifica e/H , mediante la seguente formula:

$$F_{sp} = \frac{0.015P}{1 - \sqrt{2e/H}} \cong 0.03P$$

nella quale "P" è lo sforzo totale di precompressione e vale:

$$P = n_{tr} \times A_{tr} \times \sigma_{spi}$$

Si ha pertanto:

$$F_{sp} = 0.03 \times P$$

La forza F_{sp} è assorbita da un'armatura A_a posta in prossimità della testata della trave, ricavata assumendo la tensione σ_a pari a 220 N/mm²:

$$A_a = F_{sp} / \sigma_a$$

Le grandezze sopra citate sono valutate nel prospetto riportato di seguito:

FENOMENO DI 'SPALLING'		
Diametro nominale trefoli	ϕ	15.2 mm
Area singolo trefolo	A_{tr}	139 mm ²
Tensione iniziale di tesatura	σ_{spi}	1350 N/mm ²
Trazione iniziale trefolo	P_{barra}	187.65 kN
Numero trefoli	n_{tr}	52 -
Trazione totale trefoli	P	9757.8 kN
Forza di spalling	F_{sp}	292.73 kN
Tensione	σ_a	220 N/mm ²
Armatura trasversale di calcolo	A_a	13.31 cm ²

8.1.6 Fenomeno di "SPREADING"

Si procede di seguito al calcolo dell'armatura trasversale in corrispondenza delle testate delle travi, al fine di evitare fenomeni fessurativi legati alle tensioni di trazione in direzione ortogonale al cavo, relative alla diffusione ("spreading") della forza di precompressione sul calcestruzzo secondo traiettorie inclinate rispetto all'asse del cavo di precompressione di un angolo pari a β che può essere considerato uguale a 34° . Tale armatura è da ripartire su una lunghezza pari alla lunghezza di diffusione.

La forza totale T che deve provvedere ad assorbire l'armatura trasversale da calcolare è funzione dello scorrimento S calcolato in precedenza.

Per la totalità dei trefoli che partono dalla testata risulta che la forza T è pari a:

$$T = S \times \tan\beta$$

La forza T è assorbita da un'armatura A_a posta in prossimità della testata della trave, ricavata assumendo la tensione σ_a pari a 220 N/mm²:

$$A_a = T / \sigma_a$$

da distribuire sulla lunghezza L: $0 < L < L_e$, con:

L_e = lunghezza di introduzione (distanza dalla testata alla quale il diagramma delle tensioni nel calcestruzzo ha un andamento lineare) = $35 \phi + H_0$; calcolata in precedenza.

Le grandezze sopra citate sono valutate nel prospetto riportato di seguito:

FENOMENO DI 'SPREADING'		
Diametro nominale trefoli	ϕ	15.2 mm
Area singolo trefolo	A_{tr}	139 mm ²
Tensione iniziale di tesatura	σ_{spi}	1350 N/mm ²
Numero trefoli del bulbo inferiore	n_{tr_bulbo}	42 -
Precompressione risultante trefoli nel bulbo infer.	F_{pr}	7881.3 kN
Tensione normale nel baricentro della nervatura	σ_n	8.86 N/mm ²
Area della nervatura	A_A	730000 mm ²
Risultanti delle tensioni normali nella nervatura	R_A	6467.80 kN
Forza di scorrimento	S	1413.50 kN
Inclinazione traiettoria di diffusione	β	0.59 rad
Tangente dell'angolo di diffusione	$\tan\beta$	0.67 -
Forza totale staffatura	T	952.78 kN
Tensione	σ_a	220 N/mm ²
Armatura trasversale di calcolo	A_a	43.31 cm ²
Distanza tra il bulbo inf. e il lembo superiore della trave	H_0	143 cm
Lunghezza di introduzione (distribuzione armatura)	L_e	196.2 cm

8.2 Verifiche a deformabilità

Si mostrano di seguito gli spostamenti verticali massimi della struttura registrati in presenza dei carichi mobili stradali.

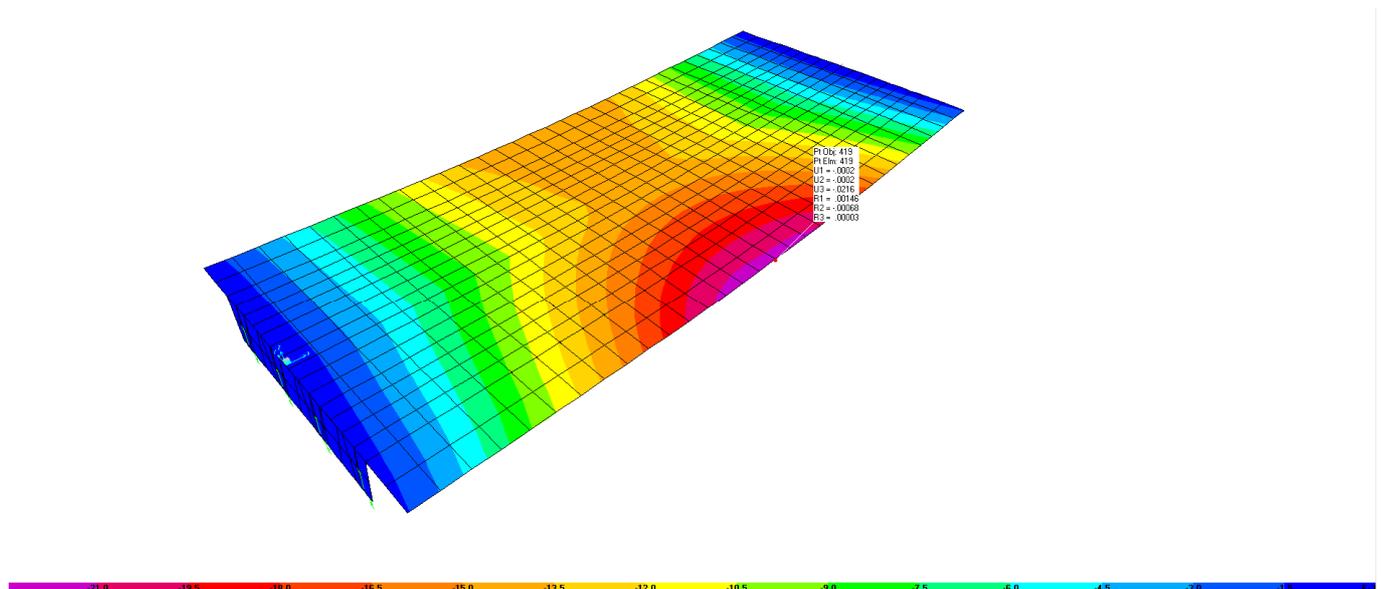


Figura 24: Spostamenti dir.-z della struttura in presenza dei carichi mobili (m)

Considerando la luce libera dell'impalcato, pari a 28.40m; lo spostamento massimo registrato, pari a 0.0216m, risulta inferiore al limite consentito, pari a $28.40m/700 = 0.0405m$. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.3 Soletta

Si riportano nei paragrafi successivi i risultati ottenuti sulla soletta in calcestruzzo di impalcato, in termini di sollecitazioni agenti. Le verifiche sono state eseguite secondo i criteri esposti in precedenza per gli elementi strutturali in c.a., trascurando in favore di sicurezza la presenza delle predalles. Relativamente alle verifiche in esercizio non è stata considerata l'azione di peso proprio della soletta, in quanto agente sulle predalles in fase di getto.

8.3.1 Sollecitazioni agenti e verifiche

8.3.1.1 Modello di calcolo e analisi dei carichi

L'analisi ha interessato la sezione di incastro dello sbalzo terminale della soletta, in quanto soggetta alle condizioni più gravose, ed è stata dunque eseguita considerando lo schema semplice di trave a mensola.

Di seguito si riporta lo schema statico adottato e le azioni coinvolte nell'analisi. I valori riportati nel prospetto di seguito fanno riferimento a una striscia di calcolo di larghezza pari a 1m.

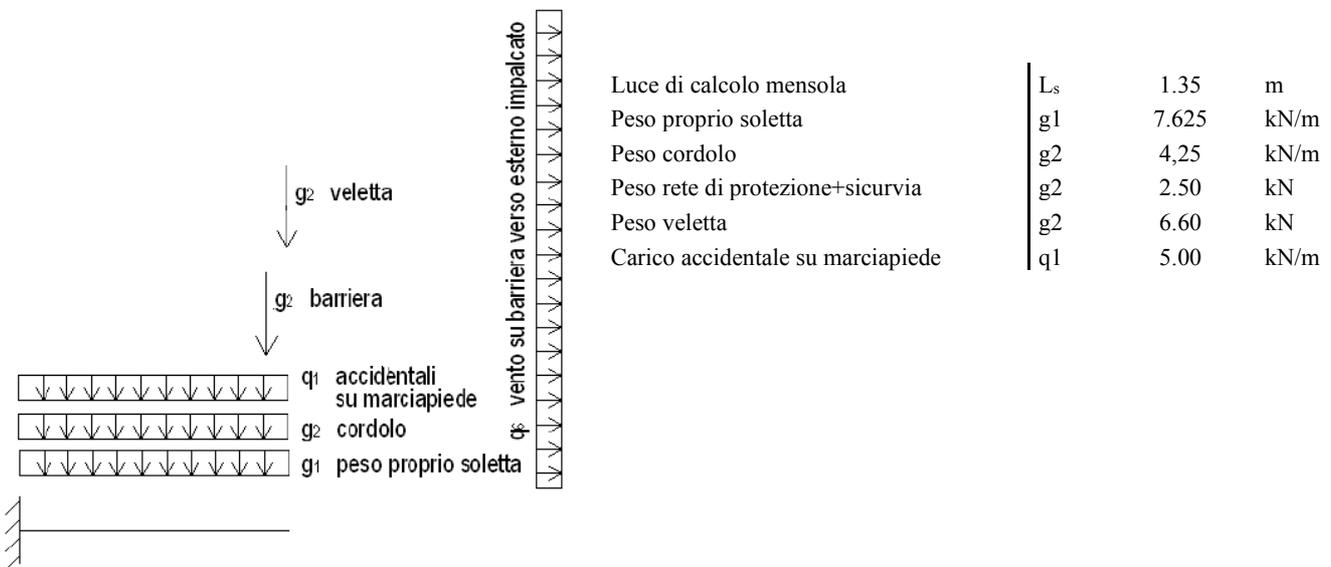


Figura 25: Schema statico di calcolo e carichi agenti

8.3.1.2 Analisi delle sollecitazioni ed armature della soletta

Si riportano di seguito i contributi dei singoli casi di carico in termini di sollecitazioni all'incastro:

SOLLECITAZIONI INDOTTE DALLE AZIONI CARATTERISTICHE

Momento di incastro dovuto al peso proprio	M_{g1}	-6.95	kNm
--	----------	-------	-----

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	86 di 144

Momento di incastro dovuto ai carichi permanenti (massetto e cordolo)	M_{g2}	-3.87	kNm
Momento di incastro dovuto alla rete di protezione	M_{g2}	-2.29	kNm
Momento di incastro dovuto alla veletta	M_{g2}	-6.01	kNm
Momento di incastro dovuto al carico accidentale sul marciapiede	M_{q1}	-4.56	kNm

Dalla combinazione delle azioni agli Stati Limite, si deducono le seguenti sollecitazioni di progetto in corrispondenza della sezione di incastro.

SOLLECITAZIONI SLE

Momento di incastro SLE - combinazione caratteristica rara 1	MSLE.R	-23.68	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione caratteristica rara 1	NSLE.R	0.00	kN
Momento di incastro SLE - combinazione frequente 1	MSLE.F	-22.77	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione frequente 1	NSLE.F	0.00	kN
Momento di incastro SLE - combinazione quasi permanente	MSLE.QP	-19.12	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione quasi permanente	NSLE.QP	0.00	kN

SOLLECITAZIONI SLU

Momento di incastro SLU - combinazione critica	MSLU	-33.80	kNm
Sforzo normale di incastro SLU - combinazione critica	NSLU	-0.00	kN

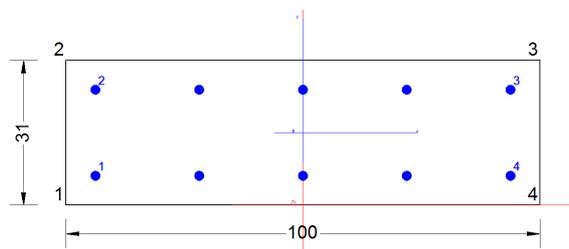
Si impiegano:

Armatura superiore	1 Φ 20/20
Armatura inferiore	1 Φ 20/20

8.3.1.3 Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di calcolo considerata per la soletta in esame, eseguite mediante il programma RC-SEC della GeoStru.

Come anticipato, le verifiche sono state eseguite secondo i criteri esposti in precedenza per gli elementi strutturali in c.a., trascurando in favore di sicurezza la presenza delle predalles. Relativamente alle verifiche in esercizio non è stata considerata l'azione di peso proprio della soletta, in quanto agente sulle predalles in fase di getto.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	87 di 144

Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.5
3	50.0	30.5
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.8	6.2	20
2	-43.8	24.3	20
3	43.8	24.3	20
4	43.8	6.2	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	88 di 144

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-33.80	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-23.68	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-22.77 (-55.91)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-19.12 (-55.91)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	89 di 144

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-33.80	0.00	0.00	-143.46	0.00	4.24	31.4(4.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.218	-50.0	0.0	-0.00060	-43.8	6.2	-0.01258	43.8	24.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000661637	0.003500000	0.218	0.712

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.41	50.0	0.0	-71.3	-21.9	24.3	750	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	90 di 144

1 S 2.31 50.0 0.0 -68.5 -21.9 24.3 750 15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica

e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00047	0	0.500	20.0	52	0.00021 (0.00021)	339	0.070 (0.40)	-55.91	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.94	50.0	0.0	-57.5	-21.9	24.3	750	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00040	0	0.500	20.0	52	0.00017 (0.00017)	339	0.059 (0.30)	-55.91	0.00

9 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

9.1 Dimensionamento del sistema di isolamento

La presenza dei dispositivi di isolamento è stata simulata mediante elementi lineari (Link) che riproducono il comportamento dei dispositivi adottati, posizionati in corrispondenza degli appoggi delle travi.

Il sistema di isolamento sismico adottato consiste di dispositivi a geometria circolare, pertanto la rigidezza laterale è polarsimmetrica ($k_{hx}=k_{hy}$)

La rigidezza laterale degli isolatori può essere determinata considerando le seguenti relazioni:

$$T_{isol} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$k = \left(\frac{2\pi}{T_{isol}} \right)^2 m$$

in cui

m = massa dell'impalcato = 780 ton

T = 2.00 sec

k = rigidezza totale degli isolatori = 7698 kN/m

Considerando che nel ponte sono presenti 8 isolatori, la rigidezza k_i di ciascun isolatore è pari 0,962 kN/mm. Sono stati quindi adottati isolatori con rigidezza $k_{hx}=k_{hy}=1,01$ kN/mm e rigidezza verticale pari a circa $k_v=1358000$ kN/mm. Nella modellazione non sono stati inseriti smorzatori in quanto gli effetti dello smorzamento sono stati implicitamente considerati nella valutazione dell'azione sismica scalata per effetto del valore del fattore correttivo η .

Azione trasmessa all'impalcato dal singolo isolatore = $k_{hx} \cdot S_{De(T=2sec)} = 100.05$ kN

9.2 Sintesi scarichi appoggi

CASI DI CARICO		ISOLATORI 1			ISOLATORI 2			ISOLATORI 3			ISOLATORI 4		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI									
-	-	kN	kN	kN									
G1	Carichi permanenti strutturali	760	0	0	496	0	0	496	0	0	760	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	139	0	0	139	0	0	139	0	0	139	0	0
Q1	Carichi mobili	1220	0	0	1116	0	0	806	0	0	494	0	0
Q3	Frenamento	0	0	55	0	0	55	0	0	55	0	0	55
Q5	Vento	0	28	0	0	28	0	0	28	0	0	28	0
Q7	Azioni parassite	0	0	43	0	0	43	0	0	43	0	0	43
EX	Sisma X	0	0	82	0	0	82	0	0	82	0	0	82
EY	Sisma Y	0	82	0	0	82	0	0	82	0	0	82	0

10 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

ELEMENTO	INCIDENZA DI PROGETTO [kg/mc]
Soletta	130
Travi pref.	140

11 TABULATO 1-VERIFICA TRAVE PRECOMPRESSA

VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

Oggetto della relazione

La presente relazione espone la verifica di una struttura lineare continua soggetta a forze esterne contenute nel piano verticale longitudinale alla struttura stessa e vincolata nel medesimo piano.

La struttura è in calcestruzzo armato precompresso, realizzata per fasi utilizzando travi prefabbricate in c.a.p. e getto successivo eseguito in opera per realizzare traversi di collegamento e soletta collaborante.

Normative, convenzioni ed ipotesi di base

Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione.

Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

- D.M. 17/01/2018: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2018*

Unità di misura

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[mm]

forza	[N]
angolo	[GRAD]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 9.4 - 02/2019 sviluppato da SIGMAcSOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

Dati di calcolo

Dati geometrici

Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 500.00

Sbalzo destro = 500.00

In fase di sollevamento:

Sbalzo sinistro = 500.00

Sbalzo sinistro = 500.00

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Appoggio 1	500.00	

appoggio	descrizione	X	luce campata
2	Appoggio 2	28900.00	28400.00

Armature trave prefabbricata

Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm ²]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	1350.00	[N/mm ²]
area totale A _p =	7784.000	[mm ²]
precompressione totale N _p =	10508400.00	[N]
quota baricentro Z _{g,p} =	338.39	[mm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
1550.00	2		
1490.00	2		
1350.00	2		
1290.00	2		
1230.00			
800.00	2		
600.00			
435.00	2		
375.00			
315.00			

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
255.00	2		
205.00	4		
155.00	10	10	4000.00
105.00	14	8	4000.00
55.00	14		
N. trefoli=	56	L tot guaine=	72000.00

Armatura lenta

Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø12/100.00	0.00	1300.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		28100.00	29400.00	
P1-S2		4Ø12/150.00	1300.00	13000.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		16400.00	28100.00	
P1-S3		4Ø12/200.00	13000.00	14700.00	trave+colleg. con soletta
P1-S3	(simmetrica)		14700.00	16400.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
4	20	3000.00	80.00

Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	55.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	38.50
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	36416.11
peso specifico	0.0000
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a $t=inf.$	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a $t=inf.$	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 55.00 = 45.65$	N/mm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 38.50 = 31.95$	N/mm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 45.65 / 1.5 = 25.87$	N/mm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 31.95 / 1.5 = 18.11$	N/mm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 25.87 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 3.83 / 1.2 = 3.19$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 3.02 / 1.2 = 2.52$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{ej}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 22.37$	N/mm ²
---------------	------------------------	-----------	-------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 27.39$	N/mm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 20.54$	N/mm ²	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C30/37
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	37.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	33019.43
peso specifico	0.0000
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.907

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 37.00 = 30.71$	N/mm ²
------------------	----------	-----------------------	------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 30.71 / 1.5 = 17.40$	N/mm ²
------------------	----------	---	------------------------------------	-------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 17.40$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 2.94 / 1.2 = 2.45$
------------------	----------	-------------------	-----------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 18.43$	N/mm ²	(per comb. caratteristica rara)
------------	----------------------	-----------	-------------------	---------------------------------

σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 13.82$	N/mm ²	(per comb. quasi permanente)
------------	-----------------------	-----------	-------------------	------------------------------

Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	1674.00
Modulo elastico	195000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	-6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 1841.40 = 1473.12$	N/mm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 1674.00 = 1506.60$	N/mm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	1339.20	N/mm ²
---------------	-----------------------------	---------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k}/\gamma_s$	$= 1674.00/1.15 = 1455.65$	N/mm ²
-----------	------------------------	----------------------------	-------------------

Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	450.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	210000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	-6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 DM 17/01/2018) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 450.00 = 360.00$	N/mm ²
------------	--------------------------	--------------------------------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 450.00/1.15 = 391.30$	N/mm ²
----------	---------------------	--------------------------	-------------------

Cadute di tensione

Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;

- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.733	0.045	4.52%

Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0.00030$

getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0.00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	-0.00030·195000.00=	-58.50	4.33%

Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2.3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

Sollecitazioni esterne

n.	carico distribuito	intensità [N/mm]	x iniziale	x finale	inserimento
1	Carichi permanenti portati	7.30	0.00	23400.00	getto soletta

Stati limite di esercizio

Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

Verifica al sollevamento

La verifica al sollevamento della trave viene eseguita in fase a).

Incremento dinamico = 0.10

Sbalzo sinistro = 500.00

Sbalzo sinistro = 500.00

Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF 4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF 4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 36416.11$$

$$E_{soletta} = 33019.43$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

VH160 :

	accorciamento	rotaz. testata	rotaz. testata	freccia in
	[mm]	sinistra [GRAD]	destra [GRAD]	mezzeria [mm]
al taglio trefoli	-8.6956	0.27301	-0.27301	33.3153
prima del getto in opera	-13.3513	0.33566	-0.33566	48.3797
al getto soletta	-13.3513	0.13990	-0.13990	20.9919
dopo maturazione	-13.3924	0.14020	-0.14020	21.0213

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [mm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Appoggio 1	0.0000	0.0000	0.0000
Appoggio 2	0.0000	-0.0005	-3.4433

Rotazioni in asse appoggi [GRAD] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Appoggio 1	0.00000	0.00021	0.18006
Appoggio 2	0.00000	-0.00021	-0.18006

Frecce in mezzeria [mm] :

campata		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	14700.00	21.0213	21.0451	32.4743	32.4743

Stati limite ultimi

Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma σ - ϵ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ϵ_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s : passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0

- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale ($=0.500 \cdot V_{Ed,prima\ fase} + V_{Ed,seconda\ fase}$)

- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i/b_w	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	2.94	[N/mm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	0.14	[N/mm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[mm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[mm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	17.40	[N/mm ²]

Verifica delle sezioni

Verifica sezione X=500.00 - Appoggio 1

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	

n.	Y	Z	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
1135810.250	309369425510.496 0	837.66

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	1154659.806	320013299919.2 240	825.29

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto in opera	0.00
dopo getto 2a fase	-6169248.02

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
prima del getto in opera	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	-4.82	

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.00}=0.00000$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z_{gsup}	ϵ_{inf}	Z_{ginf}
(+)	1486.22	1549926930.91	-0.00081	1600.00	0.01000	80.00
(-)	65.63	-929270956.64	0.00077	80.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,min} = -8328484.83 > -929270956.64 \quad K_r=111.577$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	50.000	250.00		4.52389

d	K	A_{st}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1520.00	1.363	1256.637	0.0033	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
153579.39	2480668.68	2211742.50

$$V_{Ed,max} = 377491.08 < 2211742.50$$

Seconda fase: trave + getto in opera

dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	115 di 144

n.	Y	Z
24	-1255.00	1600.00

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area
1	80.00	1256.637

armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecchia
cambio vincoli	0.00	-5615703.41	-4319.77	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	σ _{e, max}	σ _{i, max}
trave prefabbricata	0.00	-9.20
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=inf$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	28.58	2.1%
rilassamento acciaio	32.6%	19.90	1.5%
viscosità cls	100.0 %	97.65	7.2%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	

n.	Y	Z	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}

Sezione ideale (n=15.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Tensioni sul cls - VH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	-9.20	-9.20	
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	-9.20	-9.20	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	-331.78	*
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00	

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$		$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00		0.00	0.00	
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	-20.85	*	0.00	-13.62	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	0.00	

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$		pos.	$\sigma_{sl,min}$		pos.
dopo maturazione getto in opera	0.00	140.48			140.48		
t=inf.-senza carichi	0.00	140.48			140.48		
t=inf.-SLE Rare	0.00	4817.37	*		445.13	*	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00			0.00		

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Armature pretese	0.00	0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	1869.46	736178758.51	-0.00020	1905.00	0.01000	80.00
(-)	13.58	304622420.28	0.01000	80.00	-0.00204	0.00

$$M_{d,max} = 1245173896.84 > 736178758.51 \text{ * verifica non soddisfatta}$$

$$M_{d,min} = -1334417998.23 < 304622420.28 \text{ * verifica non soddisfatta}$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.012	250.00		4.52389

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1825.00	1.331	1256.637	0.0028	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
169456.64	2978434.43	2655546.09

$$V_{Ed,max} = 1169230.57 < 2655546.09$$

$$\text{Trazione per taglio (V=1169230.57) = 586774.53 [N]}$$

Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.012	12.93		2.26195

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1321400.00 0	250.00	5480.00	0.00	1.000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
4272801958.33	2339167604.37

$$T_{Ed,max} = 552572386.21 < 2339167604.37$$

$$\text{Trazione per torsione (T=2339167604.37) = 4850400.51 [N]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=552572386.21) = 1145791.08 [N]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente = 0.00 [N]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima (T=T}_{Ed,max}=552572386.21) = 2928.133 [\text{mm}^2]$$

Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |552572386.21/2339167604.37| + |-1169230.57/2655546.09| = 0.678$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 250.000 [mm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=500.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	113.60	[N/mm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1007.38	[N/mm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±278.42	[N/mm]
staffe di collegamento	4.5239	[mm ² /mm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1087.65	[N/mm]

Verifica sezione X=14200.00 - Sezione di mezzzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	

n.	Y	Z	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
747999.000	244117276136.228 0	799.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000

n.	Z	area
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

Z _{g,p}	A _p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	789680.548	261600821948.4 950	775.39

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14.92	1.1%
rilassamento acciaio	41.4%	25.26	1.9%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	1854370849.74	-10195661.22	-4703761717.16
prima del getto in opera	0.00	-9410613.70	-4341580553.96
dopo getto 2a fase	4068822325.56	-9407384.19	-4340090622.43

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
t=0 dopo taglio trefoli	-4.71	-20.62	
prima del getto in opera	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-11.78	-12.05	

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	1217.42	0.00		0.00	
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	1144.77	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14.92	1.1%
rilassamento acciaio	25.9%	15.80	1.2%
viscosità cls	41.7%	70.13	5.2%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.08	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.06	0.0%
viscosità cls	0.2%	0.28	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=338.39}=0.00620$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	328.32	10321091125.56	-0.00350	1600.00	0.00075	55.00
(-)	690.63	-2597643943.43	0.00436	1550.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 5492910139.51 < 10321091125.56 \quad K_r=1.879$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	140.00		2.26195

d	K	A_{st}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1550.00	1.359	3892.000	0.0179	-12.58	1.250

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
563203.25	1310508.37	1088812.95

$$V_{Ed,max} = 32099.24 < 1088812.95$$

Seconda fase: trave + getto in opera

dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	127 di 144

n.	Y	Z
24	-1255.00	1600.00

A	J _f	Z _g
1812721.918	651186064588.282 0	1359.36

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

Z _{g,p}	A _p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1854403.466	702737040362.2 660	1336.41

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	freccia
cambio vincoli	0.00	-5615703.84	0.00	0.0238

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-11.75	-12.07	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=inf.$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	28.58	2.1%
rilassamento acciaio	32.6%	19.90	1.5%
viscosità cls	58.1%	97.65	7.2%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:

n.	Y	Z	
2	-683.00	1340.00	reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-580.00	1600.00	
7	-382.00	281.00	
8	-313.00	216.00	
9	0.00	190.00	
10	313.00	216.00	
11	382.00	281.00	
12	580.00	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J_f	Z_g
1812721.918	651186064588.282 0	1359.36

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1550.00	278.000
2	1490.00	278.000
3	1350.00	278.000
4	1290.00	278.000
5	800.00	278.000
6	435.00	278.000
7	255.00	278.000
8	205.00	556.000
9	155.00	1390.000
10	105.00	1946.000
11	55.00	1946.000

$Z_{g,p}$	A_p
338.39	7784.000

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1854403.466	702737040362.2	1336.41

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	J_{f, id}	Z_{g, id}
		660	

Tensioni sul cls - VH160 :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	-11.75	-11.75	-12.07	-12.07
t=inf.-senza carichi	-11.53	-11.53	-9.34	-9.34
t=inf.-SLE Rare	-11.87	-13.70	1.46	-9.57
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-0.21	-0.21	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.54	-4.43	-0.09	-1.76
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl, max}$	pos.	$\sigma_{sl, min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	1144.29	0.00		0.00	
t=inf.-senza carichi	967.94	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	958.60	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	338.39	0.00523

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	1633.77	16565236054.19	-0.00172	1905.00	0.01000	55.00
(-)	372.86	-2478749911.12	0.01000	1550.00	-0.00317	0.00

$$M_{d,max} = 13262606538.42 < 16565236054.19 \quad K_r=1.249$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0.008	140.00		2.26195

d	K	A _{st}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1850.00	1.329	7784.000	0.0200	-4.56	1.176

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
363202.67	1535607.13	1543390.41

$$V_{Ed,max} = 608626.40 < 1532343.82$$

$$\text{Trazione per taglio (V=608626.40)} = 554972.18 \text{ [N]}$$

Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.008	12.93		1.13097

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1557500.00 0	140.00	5850.00	-4.56	1.176

T_{Red}	T_{Rsd}
2887484167.31	2363972977.30

$$T_{Ed,max} = 484705031.03 < 2363972977.30$$

$$\text{Trazione per torsione (T=2363972977.30)} = 7614764.78 \text{ [N]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=484705031.03)} = 1561318.52 \text{ [N]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -8269842.15 \text{ [N]}$$

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-484705031.03/2363972977.30| + |-608626.40/1532343.82| = 0.628$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 140.000 [mm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=14200.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	511.34	[N/mm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-528.29	[N/mm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±155.92	[N/mm]
staffe di collegamento	2.2619	[mm ² /mm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±609.08	[N/mm]

Verifica sezione X=28900.00 - Appoggio 2

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	

n.	Y	Z	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
1135810.250	309369425510.496 0	837.66

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	1154659.806	320013299919.2 240	825.29

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto in opera	0.00
dopo getto 2a fase	-7081746.22

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	0.00	-5.53

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.00}=0.00000$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	1486.22	1549926930.91	-0.00081	1600.00	0.01000	80.00
(-)	65.63	-929270956.64	0.00077	80.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,min} = -9560357.40 > -929270956.64 \quad K_r=97.200$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	50.000	250.00		4.52389

d	K	A _{st}	ρ _I	σ _{cp}	α _c
1520.00	1.363	1256.637	0.0033	0.00	1.000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
153579.39	2480668.68	2211742.50

$$V_{Ed,max} = 396923.47 < 2211742.50$$

Seconda fase: trave + getto in opera

dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	

n.	Y	Z	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	
23	2595.00	1600.00	
24	-1255.00	1600.00	

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecce
cambio vincoli	0.00	-5615703.84	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	0.46	-12.03	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	28.58	2.1%
rilassamento acciaio	32.6%	19.90	1.5%
viscosità cls	58.1%	97.65	7.2%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-482.00	0.00	prefabb.:
2	-683.00	1340.00	non reag.trazione
3	-930.00	1470.00	
4	-1250.00	1550.00	
5	-1250.00	1600.00	
6	-437.80	1600.00	
7	-242.50	270.00	
8	-170.00	204.10	
9	0.00	190.00	
10	170.00	204.10	
11	242.50	270.00	
12	437.80	1600.00	
13	1250.00	1600.00	
14	1250.00	1550.00	
15	930.00	1470.00	
16	683.00	1340.00	
17	482.00	0.00	fine prefabb.
18	-482.00	0.00	
19	-1255.00	1600.00	getto in opera
20	-1255.00	1905.00	(m=0.907)
21	2595.00	1905.00	non reag.trazione
22	2595.00	1600.00	

Impalcato stradale L=30 m tipo 3 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 003	A	141 di 144

n.	Y	Z
23	2595.00	1600.00
24	-1255.00	1600.00

A	J _f	Z _g
2200533.168	777568644737.458 0	1280.30

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	80.00	1256.637	armatura longit. appoggio 4Ø20

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	2219382.724	804495038588.2 760	1270.11

Tensioni sul cls - VH160 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	0.46	0.46	-12.03	-12.03
t=inf.-senza carichi	0.56	0.56	-10.71	-10.71
t=inf.-SLE Rare	2.11	0.51	-9.78	-14.61
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-0.11	-0.11	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	-0.32	0.00	0.06
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	1195.63	-65.75		-65.75	
t=inf.-senza carichi	1025.29	-58.53		-58.53	
t=inf.-SLE Rare	987.94	-53.42		-79.45	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio t=inf.

<sollecitazioni taglianti nulle>

Verifica rottura per torsione t=inf.

<sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

<sollecitazioni nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 250.000 [mm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=28900.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	790.70	[N/mm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-470.92	[N/mm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±278.42	[N/mm]
staffe di collegamento	4.5239	[mm ² /mm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1087.65	[N/mm]

Verifiche in fase transitoria

Verifica in fase di sollevamento

Incremento dinamico = 0.10

Sbalzo sinistro = 500.00

Sbalzo destro = 500.00

Verifiche SLE - Tensioni sul calcestruzzo

x	Descrizione	estradosso trave		intradosso trave	
		σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
11700.00	Mezzeria	-4.46	-4.46	-20.86	-20.86

6.4.1.2 Verifiche SLE - Tensioni armature lente

<nessuna armatura lenta presente>

6.4.1.3 Verifiche a rottura per flessione

Mezzeria x=11700.00

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=338.39}=0.00672$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	-31.05	7073631624.52	-0.00350	1600.00	-0.00018	55.00
(-)	1157.91	-1411977000.31	0.00119	1550.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 2395204961.94 < 7073631624.52 \quad K_r=2.953$$