

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

CAVALCAFERROVIA

Relazione tecnico di calcolo Impalcato cap 24m

SCALA:

-

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

I A 7 K 0 0 D 0 9 C L I V 0 0 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Data
A	Emissione esecutiva	P.Luciani	Dic. 2019	M.Franchinotti	Dic. 2019	T.Pioletti	Dic. 2019	A.Vittozzi	Dic. 2019

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File : IA7K00D00CLIV0007001A.docx

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	7
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTRA	8
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4.1	NORMATIVA	10
4.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	10
5	UNITÀ DI MISURA	11
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
6.1	CALCESTRUZZO	12
6.1.1	Calcestruzzo travi prefabbricate in c.a.p. e traversi	12
6.1.2	Calcestruzzo soletta impalcato	13
6.2	ACCIAIO	15
6.2.1	Acciaio per cemento armato ordinario	15
6.2.2	Acciaio da precompressione	15
6.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	15
6.4	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	16
7	PARAMETRI SISMICI	17
8	ANALISI DEI CARICHI UNITARI	19
8.1	CARICHI PERMANENTI	19
8.1.1	Pesi propri (G1)	19
8.1.2	Carichi permanenti portati (G2)	20
8.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI MOBILI (Q1)	20

8.2.1	Incremento dinamico in presenza di discontinuita' strutturali (Q ₂).....	22
8.3	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO (Q ₃).....	23
8.4	AZIONE CENTRIFUGA (Q ₄).....	23
8.5	AZIONI CLIMATICHE	24
8.5.1	Azione della neve (Q ₅)	24
8.5.2	Azione del vento (Q ₆)	24
8.6	DEFORMAZIONI IMPRESSE ϵ	28
8.6.1	Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2).....	28
8.6.2	Effetti termici (ϵ_3).....	31
8.7	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q ₇)	32
8.8	URTO DEI VEICOLI IN SVIO SULLE BARRIERE SICURVIA (Q ₈)	32
8.9	AZIONI SISMICHE	32
8.10	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
9	MODELLO DI CALCOLO	39
9.1.1	Geometria.....	39
9.1.2	Condizioni di vincolo	42
10	CRITERI DI VERIFICA.....	43
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	43
10.1.1	Verifica a fessurazione.....	43
10.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	44
10.1.3	Verifica di deformabilità.....	45
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	46
10.2.1	Sollecitazioni flettenti	46
10.2.2	Sollecitazioni taglianti.....	46
10.3	VERIFICHE LOCALI.....	48

10.3.1	Fenomeno di "BURSTING"	48
10.3.2	Fenomeno di "SPALLING"	48
10.3.3	Fenomeno di "SPREADING"	49
11	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO	50
11.1	TRAVI	50
11.1.1	Sollecitazioni agenti	50
11.1.2	Verifica della sezione di mezzeria	59
11.1.3	Verifica delle testate	69
1.1.1.1	Fenomeno di "BURSTING"	81
1.1.1.2	Fenomeno di "SPALLING"	82
1.1.1.3	Fenomeno di "SPREADING"	83
1.1.1.4	Calcolo delle armature a staffe	84
11.2	VERIFICHE A DEFORMABILITÀ	85
11.3	VERIFICA A SOLLEVAMENTO IMPALCATO	85
11.3.1	Verifiche SLE - Tensioni sul calcestruzzo	86
11.3.2	.6.4.1.3 Verifiche a rottura per flessione	86
11.4	SOLETTA	86
11.4.1	Sollecitazioni agenti e verifiche	86
1.1.1.5	Modello di calcolo e analisi dei carichi	86
1.1.1.6	Analisi delle sollecitazioni ed armature della soletta	87
1.1.1.7	Verifiche	88
12	SINTESI SCARICHI APPOGGI	93
13	BAGGIOLI E RITEGNI	94
13.1	ARMATURA A TRANCIAMENTO	94
13.2	ARMATURA TRASVERSALE	94



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	5 di 99

14	GIUNTI DI DILATAZIONE	96
14.1	SPOSTAMENTI.....	96
14.2	CORSA DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO MOBILI	99
14.3	ESCURSIONE DEI GIUNTI	99
14.4	AMPIEZZA DEI VARCHI.....	99
15	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	99

1 PREMESSA

Il collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento, interessa le aree a nord e nord-ovest della città, compresa tra l'asse ferroviario e l'aeroporto stesso.

Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, dato il notevole incremento dei flussi turistici sia nazionali che internazionali.

RFI con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000270, ha richiesto l'avvio delle attività per la Progettazione Tecnica ed Economica di I e II fase.

La soluzione individuata è la migliore alternativa progettuale risultante da un'analisi multicriteriale realizzata all'interno del PFTE di prima fase e consegnato ad RFI con nota AGCCS.BATA.0017480.19.U del 12/03/2019.

La stessa soluzione è stata oggetto degli approfondimenti del PFTE di fase II.

Con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000510, RFI ha richiesto l'avvio delle attività per l'esecuzione delle prestazioni relative alla progettazione definitiva della soluzione individuata.



Soluzione individuata

Nel PFTE di seconda fase, il tracciato era suddiviso in due lotti funzionali corrispondenti alle due fasi realizzative:



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	7 di 99

- Lotto1: relativo al collegamento a singolo binario tra la Stazione di Brindisi e la nuova Stazione di Brindisi Aeroporto;

- Lotto 2: relativo ai rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi e la linea Bari-Lecce.

Nella fase definitiva invece, il progetto è trattato in un unico lotto inclusi i rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi, e la linea Bari-Lecce.

Il tracciato di progetto, lungo circa 6+225 km e con una pendenza massima del 20%, si sviluppa sostanzialmente in rilevato basso, attraversando le aree agricole a nord-ovest dell'abitato di Brindisi.

In corrispondenza di due interferenze viarie, in particolare per realizzare lo scavalco della SP42 e della SS379, la livelletta ferroviaria aumenta di quota (circa +7,5 e +10 m rispetto al piano di campagna rispettivamente).

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione è relativa al calcolo dell'impalcato tipo in c.a.p. di lunghezza 24m in semplice appoggio, caratterizzante i cavalcaferrovia VI01 e VI02 previsti nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la Stazione di Brindisi ed ubicati rispettivamente al km 2+919.20 e al km 5+573.640 della linea ferroviaria.

In particolare, lungo i cavalcaferrovia sono presenti 8 impalcati del tipo in esame. Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 17.1.2018 e Circolare n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al DM 17.1.2018.

La modellazione dell'azione sismica e delle strutture è stata eseguita mediante il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti SAP2000.

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'impalcato tipo oggetto del presente documento prevede sei travi a cassoncino prefabbricate in c.a.p. (precompressione a fili aderenti), di lunghezza 22.4m (aae appoggi), solidarizzate da quattro traversi prefabbricati, di cui due di testata, posti in corrispondenza dell'asse appoggi e due in campata, e da una soletta superiore in c.a. gettata in opera, di spessore medio pari a 31cm (spessore massimo=38cm; spessore minimo=26cm), con una larghezza complessiva, nel caso peggiore del IV01, pari a 14.20m. Le travi, disposte secondo un interasse di 2.00m, prevedono un'altezza di 1.40m. Tra le travi sono disposti due ritegni sismici trasversali; nel retrotrave sono presenti due ritegni sismici longitudinali.

Lo schema statico assunto per il cavalcaferrovia in esame prevede schema di semplice appoggio per ognuna delle otto campate.

Si riportano a seguire le immagini delle carpenterie dell'opera in oggetto.

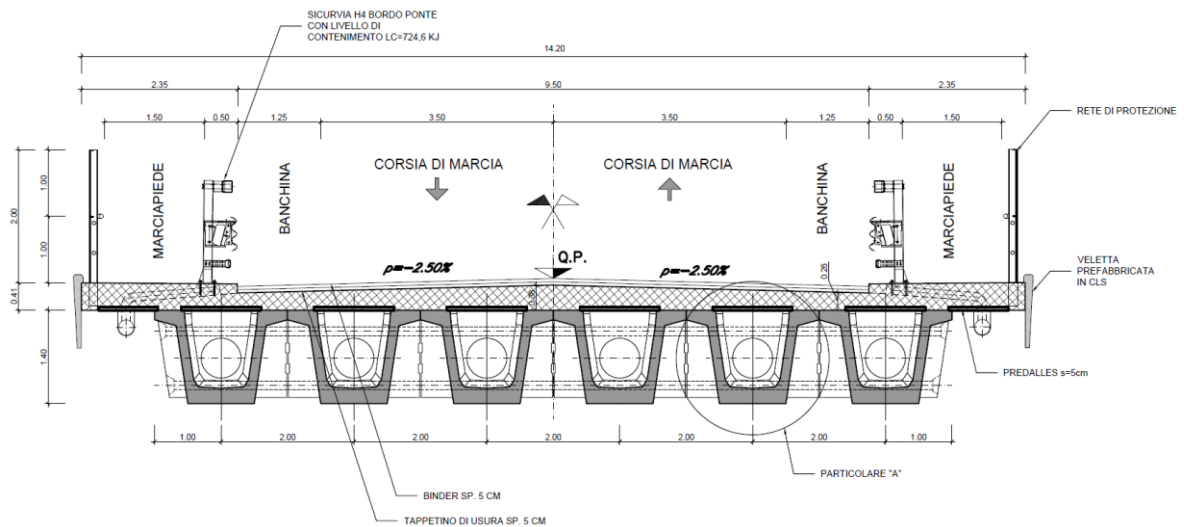


Figura 1_Sezione impalcato

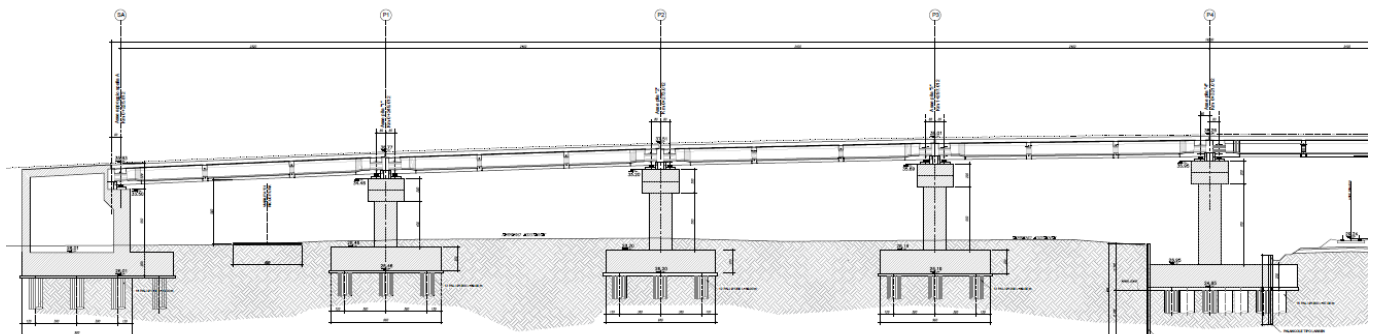


Figura 2: Profilo longitudinale IV01 - 1/2

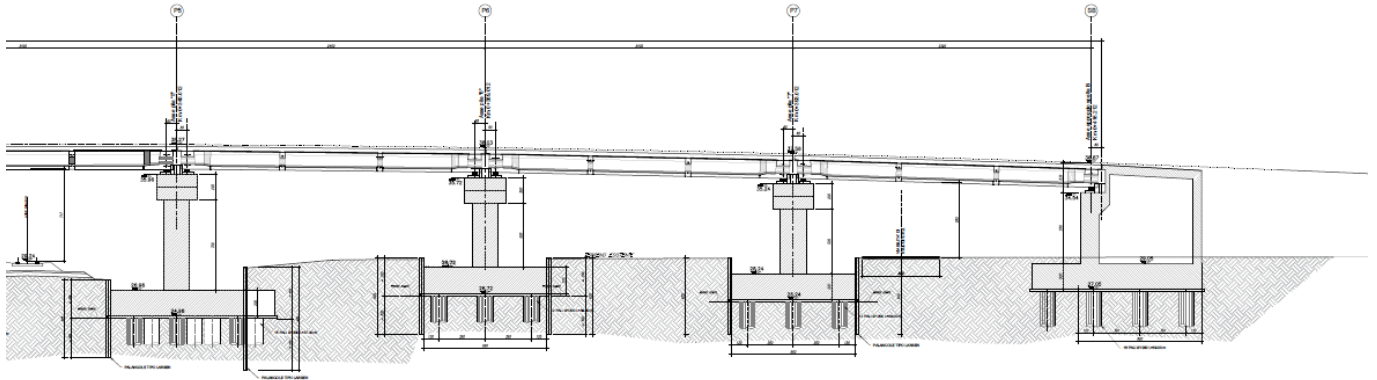


Figura 3: Profilo longitudinale IV01 - 2/2

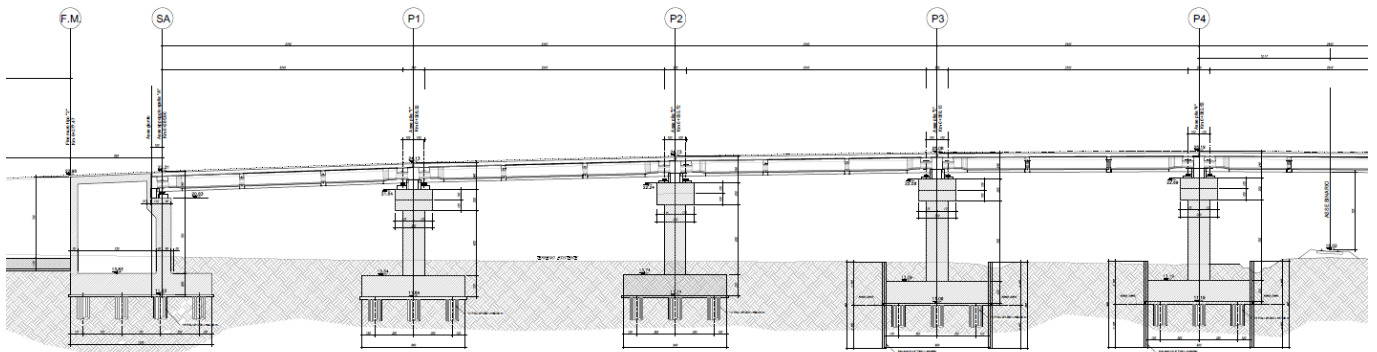


Figura 4: Profilo longitudinale IV02 - 1/2

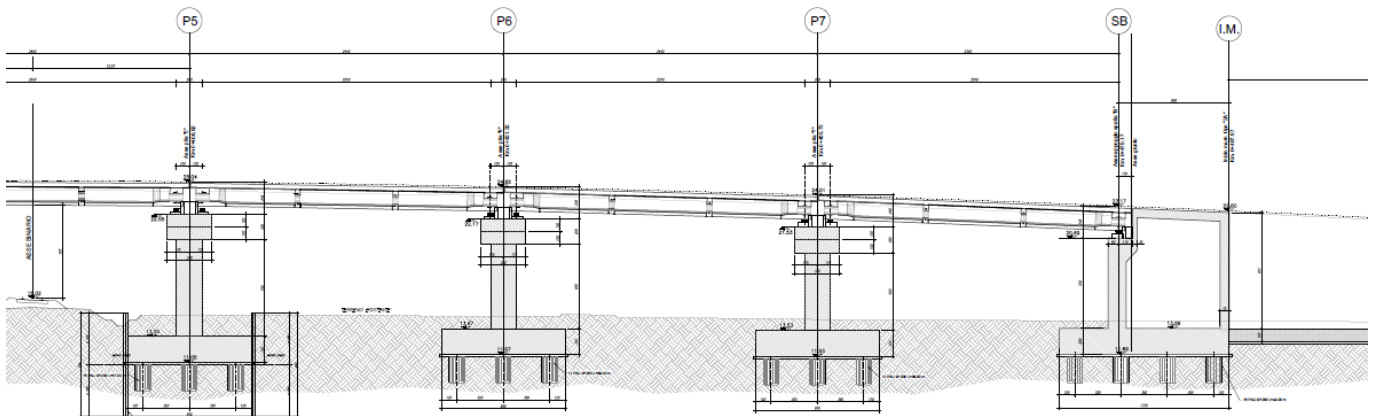


Figura 5: Profilo longitudinale IV02 - 2/2



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	10 di 99

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

4.1 Normativa

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- NTC 2018 – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018.
- Circolare del 21.01.2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17.01.2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21/12/2018: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 002 C del 21/12/2018: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia
- STI 2014 - 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
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti.

4.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	11 di 99

5 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

lunghezze [m]

forze [kN]

momenti [kNm]

tensioni [MPa]



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	12 di 99

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 Calcestruzzo

6.1.1 Calcestruzzo travi prefabbricate in c.a.p. e traversi

Per la realizzazione delle travi prefabbricate in c.a.p., si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 45/55 ($R_{ck} \geq 55.00$ N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione a tempo infinito (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica a compressione al taglio dei trefoli (cilindrica)

$$f_{ckj} = 0.83 \times R_{ckj} = 31.95 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione a tempo infinito

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/\gamma_c = 0.85 * f_{ck}/1.5 = 25.87 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione al taglio dei trefoli

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ckj}/\gamma_c = 0.85 * f_{ckj}/1.5 = 18.11 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68 \quad \text{N/mm}^2$$

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

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

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

$$f_{ct} = f_{ctm}/1.2 = 31.93 \quad \text{N/mm}^2$$



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	13 di 99

Resistenza di calcolo a trazione per flessione al taglio dei trefoli

$$f_{ctj} = f_{ctmj}/1.2 = 25.17 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 25.10 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 18.26 \quad \text{N/mm}^2$$

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%

6.1.2 Calcestruzzo soletta impalcato

Per la realizzazione della soletta, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 37.00\text{N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.40 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	14 di 99

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \quad \text{N/mm}^2$$

6.2 Acciaio

6.2.1 Acciaio per cemento armato ordinario

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

6.2.2 Acciaio da precompressione

$f_{ptk} =$	1860 N/mm ²	Tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} =$	1670 N/mm ²	Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale
$\Gamma_s =$	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{ptd} =$	1617 N/mm ²	Tensione di rottura di calcolo agli S.L.U. f_{ptk}/Γ_s
$\sigma_{spi} \leq 0.80 \cdot f_{ptk} = 0.8 \cdot 1860 =$	1488 N/mm ²	Tensioni iniziali di precompressione
$\sigma_{spi} =$	1350 N/mm ²	Tensione iniziale di precompressione assunta
$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{p(1)k} = 0.8 \cdot 1670 =$	1336 N/mm ²	Tensioni finali di precompressione
$E_s =$	$2.06 \cdot 10^5$ N/mm ²	Modulo di resistenza
$\sigma_{rit} = \epsilon_{cs} \cdot E_s = 0.0003 \cdot 2.06 \cdot 10^5 =$	61.8 N/mm ²	

6.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:

Travi prefabbricate	Classe di esposizione	XC3
Soletta	Classe di esposizione	XC3



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	16 di 99

6.4 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{\min}=40\text{mm}$.



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	17 di 99

7 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1068 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R=1068$ anni) sono i seguenti:

$$\text{latitudine} = 40.632727;$$

$$\text{longitudine} = 17.941761;$$

$$a_g = 0.056 \text{ g};$$

$$F_0 = 2.621;$$

$$T_c^* = 0.517 \text{ s.}$$

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.021	2.319	0.236
SLD	113	0.027	2.331	0.322
SLV	1068	0.056	2.621	0.517
SLC	2193	0.066	2.769	

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.50;$$

$$S_T = 1.0.$$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.056 g
F_0	2.621
T_c^*	0.517 s
S_S	1.500
C_C	1.305
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.225 s
T_C	0.675 s
T_D	1.823 s

8 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Si riporta di seguito l'analisi delle condizioni di carico elementari relative all'impalcato in esame.

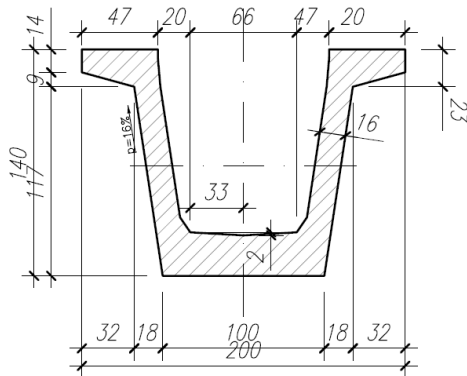
8.1 Carichi permanenti

8.1.1 *Pesi propri (G1)*

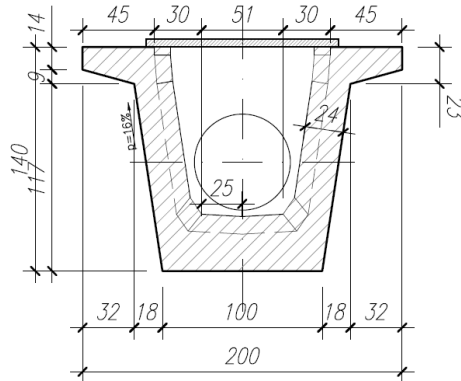
I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei diversi materiali. Si assume $\gamma=25\text{kN/m}^3$ per il calcestruzzo. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali di impalcato:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G ₁			
Peso specifico cls	γ	25.00	kN/m^3
Larghezza impalcato	B	14.20	m
Luce trave C.A.P. (assi appoggi)	L	22.40	m
Numero di travi in C.A.P.	n	6	
Interasse travi in C.A.P.	i	2.00	m
Area sezione trave C.A.P. in mezzeria	A_m	0.76	m^2
Area sezione trave C.A.P. appoggio	A_a	0.80	m^2
Estensione sezione appoggio	l_1	2.35	m
Peso Proprio Trave C.A.P. (sez. appoggio)	p_{g1a}	20.00	kN/m
Peso Proprio Trave C.A.P. (sez. mezzeria)	p_{g1m}	17.50	kN/m
Peso Proprio 1 Trave C.A.P. (mediato)	$p_{g1,1}$	18.0	kN/m
Peso Proprio Travi Impalcato C.A.P.	$P_{g1,1}$	107.9	kN/m
Spessore trasversi centrale	S_{tc}	0.40	m
Spessore trasversi di testata	S_{tt}	1.05	m
Area trasverso centrale per trave	A_c	3.80	m^2
Area trasverso di testata per trave	A_t	3.80	m^2
Peso Proprio 1 trasverso centrale	p_{gc}	228.00	kN
Peso Proprio 1 trasverso di testata	p_{gt}	598.50	kN
Numero di trasversi centrali	n_1	2	
Numero di trasversi di testata	n_2	2	
Peso Proprio complessivo trasversi centrali	$p_{g1,2}$	456.00	kN
Peso Proprio 1 Trave C.A.P.+trasversi	$p_{g1,1}$	21	kN/m
Peso Proprio Travi Impalcato C.A.P.	$P_{g1,1}$	126.67	kN/m
Spessore soletta impalcato*	S_s	0.31	m
Larghezza soletta impalcato	L_s	14.2	m
Area sezione trasversale	A_{sez}	4.40	m^2
Peso Proprio soletta per trave	$p_{g1,2}$	18.34	kN/m
Peso Proprio soletta Impalcato	$P_{g1,2}$	110.05	kN/m

PARTICOLARE "A" (in campata)
Scala 1:20



PARTICOLARE "B" (agli appoggi)
Scala 1:20



8.1.2 Carichi permanenti portati (G2)

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi non strutturali.

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G₂

Peso specifico pacchetto stradale	γ	20.00	kN/m ³
Spessore medio pacchetto rilevato stradale (ricoprimento+pavimentazione)	S_{pm}	0.11	m
Larghezza carreggiata	L_c	9.50	m
Spessore marciapiedi	S_m	0.15	m
Larghezza marciapiedi (DX+SX)	L_m	4.70	
Veletta	p_v	3.10	kN/m
Sicurvia	p_s	2.00	kN/m
Carichi permanenti portati	$P_{g2,2\ tot}$	43.63	kN/m
Carichi permanenti portati (per trave)	$P_{g2,2\ tot}$	7.27	kN/m

8.2 Sovraccarichi accidentali mobili (Q1)

Si prendono in esame nel presente paragrafo le azioni variabili da traffico. I carichi accidentali mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Tali azioni, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico convenzionali e disposte su corsie convenzionali. In particolare, lo Schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella Figura riportata di seguito. Questo schema si assume a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

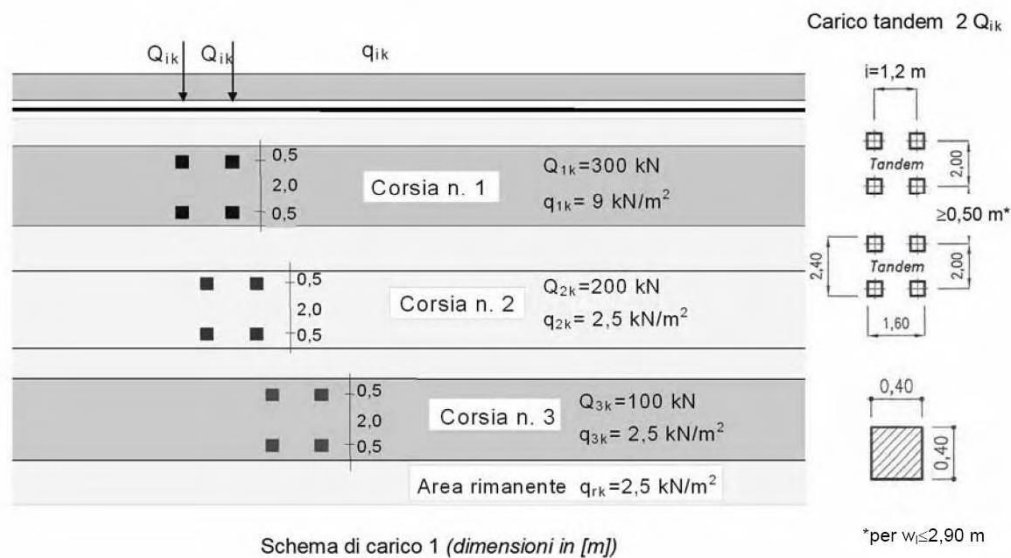


Figura 6: Schema di carico 1 per la definizione delle azioni variabili da traffico - carichi Q_{ik} e q_{ik}

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

Figura 7: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	(w-3,00)
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 8: Numero e larghezza delle corsie - Tabella 5.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008

In accordo con la Tabella sopra riportata, per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata (9,50 m) è compatibile con 3 colonne di carico:

1. Colonna di carico sulla Corsia n.1 costituita da un mezzo Q_{1k} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²).
 2. Colonna di carico sulla Corsia n.2 costituita da un mezzo Q_{2k} (400 kN) e carico q_{2k} (2.50 kN/m²).
 3. Colonna di carico sulla Corsia n.3 costituita da un mezzo Q_{3k} (200 kN) e carico q_{3k} (2.50 kN/m²).
 4. Nelle aree rimanenti si applica un carico uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m².
- Sui marciapiedi si considera un carico distribuito di 5.00 kN/m².

Si riporta di seguito lo schema delle colonne di carico sull'impalcato.

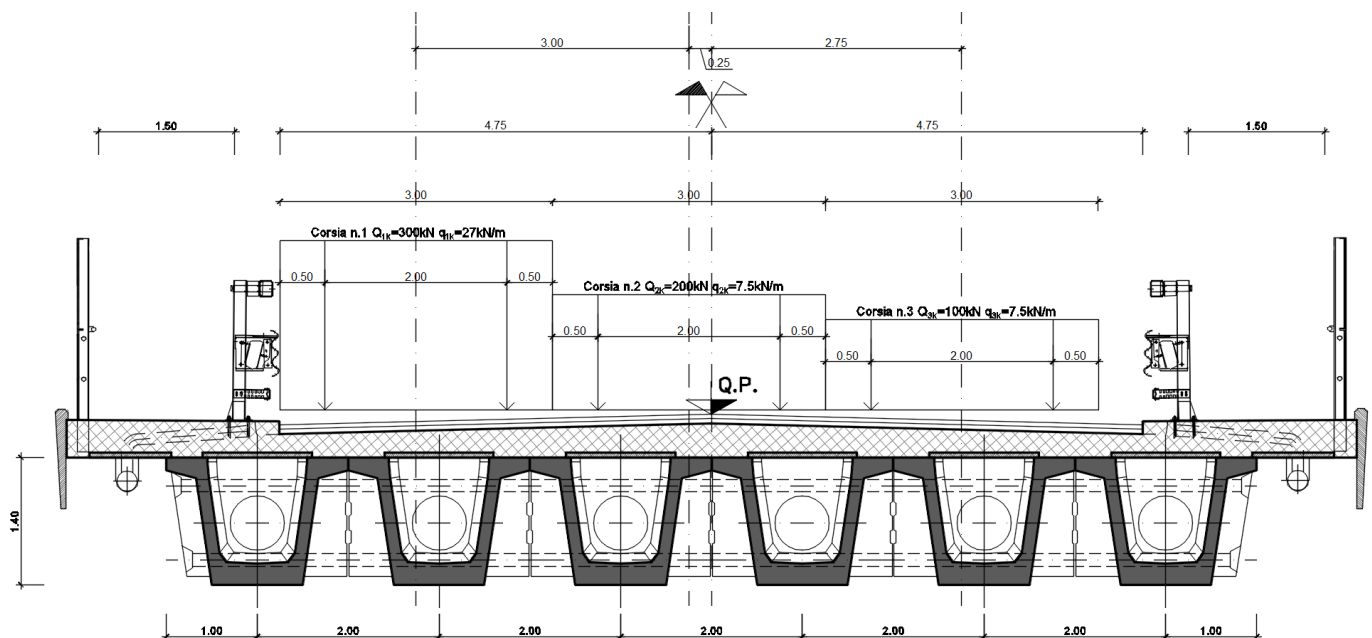


Figura 9: Disposizione delle colonne di carico sull'impalcato

Risulta pertanto:

Eccentricità prima colonna: 3,00 m

Eccentricità seconda colonna: 0,25 m

Eccentricità terza colonna: 2,75 m

8.2.1 Incremento dinamico in presenza di discontinuità strutturali (Q_2)

I carichi mobili sopra valutati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Non si registrano, nel caso in esame, casi particolari che rendano necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale Q_2 .

8.3 Azione longitudinale di frenamento (Q_3)

La forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale, per i ponti di prima categoria, a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. Risulta pertanto nel caso in esame:

$$q_{3,1} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + (0,10) q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + (0,1) \cdot 9,00 \cdot 3 \cdot 22,44 = 420 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

8.4 Azione centrifuga (Q_4)

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} =$ carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

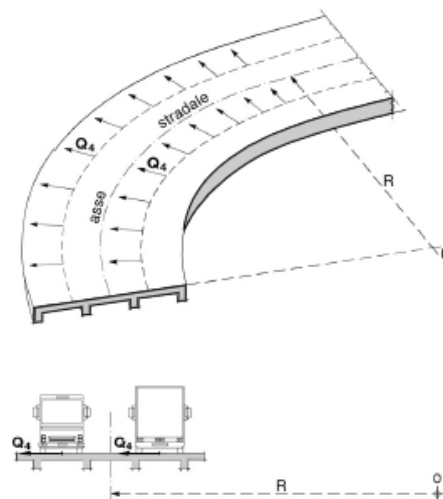


Figura 10: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 14 gennaio 2008

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Il cavalcaferrovia in esame si sviluppa presenta un raggio di curvatura di circa 350m, pertanto la forza centrifuga risulta 137kN.



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	24 di 99

8.5 Azioni climatiche

8.5.1 Azione della neve (Q5)

Per l'opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

8.5.2 Azione del vento (Q6)

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 17.1.2018; si riportano di seguito i principali parametri di calcolo:

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

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.

Affinchè 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.

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

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

35 [m]

Distanza dalla costa

10 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

La pressione cinetica di riferimento è pari a:

$$q_b = 456.29 \text{ N/m}^2$$

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

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

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$

$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d 1.00

Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

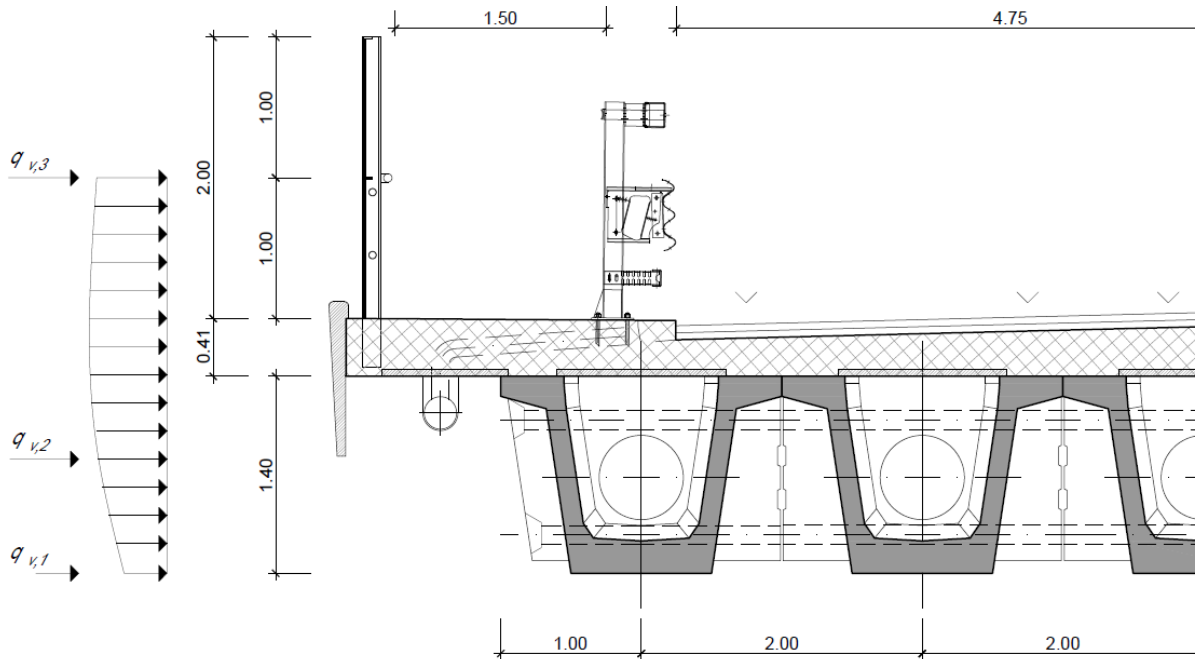
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200$ m valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

Con riferimento all'andamento mostrato nella seguente Figura si valuta la pressione del vento alle tre diverse quote della superficie totale investita; in particolare si approssima l'andamento della curva logaritmica con una curva ad andamento bilineare avente un valore minimo, uno intermedio e uno massimo. Dai tre valori di pressione ottenuti, si ricava una pressione media considerata uniformemente distribuita sull'intera superficie investita:



VENTO

Altezza massima del terreno rispetto a piano carrabile	Z	11.35	m
Pressione cinetica	q_b	456.29	N/m ²
Altezza totale impalcato	H_{tot}	1.75	m
Coefficiente di forma $c_p = 1.4$ secondo p.to C3.3.10.4.1-NTC08 - con $\phi=1$	C_p	1.40	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	k_r	0.19	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	Z_0	0.05	m
Coefficiente di topografia	C_t	1.00	-
Calcolo di $q_{v,1}$			
Altezza di riferimento	Z	9.60	m
Coefficiente di esposizione	C_e	2.850	
Pressione del vento in 1	$q_{v,1}$	1.82	kN/m²
Calcolo di $q_{v,2}$			
Altezza di riferimento	Z	10.48	m
Coefficiente di esposizione	C_e	3.035	
Pressione del vento in 2	$q_{v,1}$	1.94	kN/m²
Calcolo di $q_{v,3}$			
Altezza di riferimento	Z	11.35	m
Coefficiente di esposizione	C_e	3.180	
Pressione del vento in 3	$q_{v,1}$	2.03	kN/m²

Forza totale agente	F_{tot}	3.38	kN/m
Pressione media agente sull'intera superficie	p_{media}	1.93	kN/m²
		2.50	
Forza sul lato direttamente esposto all'azione del vento	F_{wk1}	4.38	kN/m
Momento rispetto al baricentro dell'impalcato	M₁	-0.90	kNm/m

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a 2,5 kN/m².

8.6 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).

8.6.1 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:

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

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	4.402	m ²
Perimetro sez. cls esposto all'aria	u	14.20	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 11: 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	-
Rck TRAVE	R_{ck}	37	N/mm ²
fck TRAVE	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	ε_{c0} (fck_{TRAVE};U.R.80%)	0.268	%
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	-
Rck TRAVE	R_{ck}	37	N/mm ²
fck TRAVE	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	ε_{c0} (fck_{TRAVE};U.R.60%)	0.431	%

ε_{c0} a U.R. 70% (deformazione da ritiro per essiccamento)

ε_{c0} (f_{ck} TRAVE;U.R.70%) **0.349** %

Relativamente a ε_{c0} , considerando un'umidità relativa di circa il 75% e una resistenza caratteristica cilindrica del cls pari a $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 37 = 30.71 \text{ N/mm}^2$, 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 12: 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:

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

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

Deformazione da ritiro per essiccamento $f(f_{ck}, \text{UR})$ Tab.11.2.Va	ε_{c0}	0.00035	-
Deform. media per ritiro da essiccamento ($t=\infty$)	ε_{cd}	0.00024	-
Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Deform. media per ritiro autogeno ($t=\infty$)	ε_{ca}	0.0000518	-
Deformazione totale da ritiro	ε_{cs}	0.000296	-

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

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

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	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ 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 13: 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}	30.7	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	38.7	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	0.932	-
Coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_2	0.980	-
Coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_3	0.951	-
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità sul coeff. Viscoso	ϕ_{RH}	1.32	-
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza sul coeff. Viscoso	$\beta(f_{cm})$	2.70	-
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	-
Coefficiente nominale di viscosità	ϕ_0	2.26	-
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dim. Fittizia	β_H	1208.04	-
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	2.24	-
Effetto del tipo di cemento sul coeff. Di viscosità	$t_{0corretto}$	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	2.04	-
Coefficiente di viscosità SOLETTA	$\Phi(t, t_0)$	2.02	-

8.6.2 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. $\pm 5^\circ\text{C}$

8.7 Resistenze passive dei vincoli (Q7)

La resistenza dei vincoli per attrito nei confronti dello scorrimento è stata trascurata.

8.8 Urto dei veicoli in svio sulle barriere sicurvia (Q8)

Sulla base delle prescrizioni normative (§5.1.3.10 e §3.6.3.3.2 – NTC 2018), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvia è stato modellato come un sistema di forze orizzontali applicate in corrispondenza delle barriere ad un'ampiezza pari alla minore tra:

- h1: altezza della barriera(=1,50m) - 0,10m;
- h2: 1,00 m.

L'azione orizzontale equivalente è di 100kN.

All'azione orizzontale d'urto è associata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto è associato il carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema 2 posizionato in adiacenza al sicurva stesso e disposto nella posizione più gravosa.

8.9 Azioni sismiche

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 17.9376
LATITUDINE: 40.6287

Ricerca per comune

REGIONE: Puglia
PROVINCIA: Brindisi
COMUNE: Brindisi

Elaborazioni grafiche

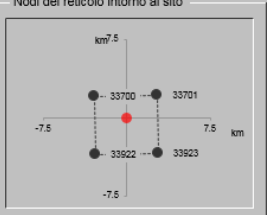
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_R info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

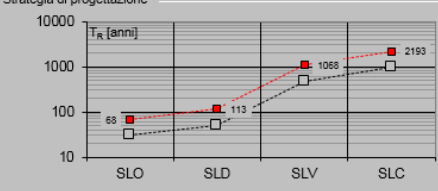
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	Valore
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	Valore
SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1.500$ $C_0 = 1.305$ info

Categoria topografica info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_c Regol. in altezza info

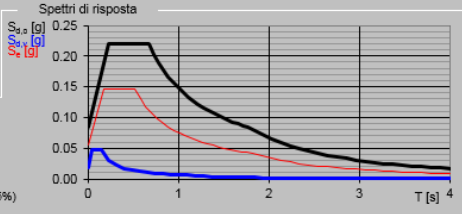
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



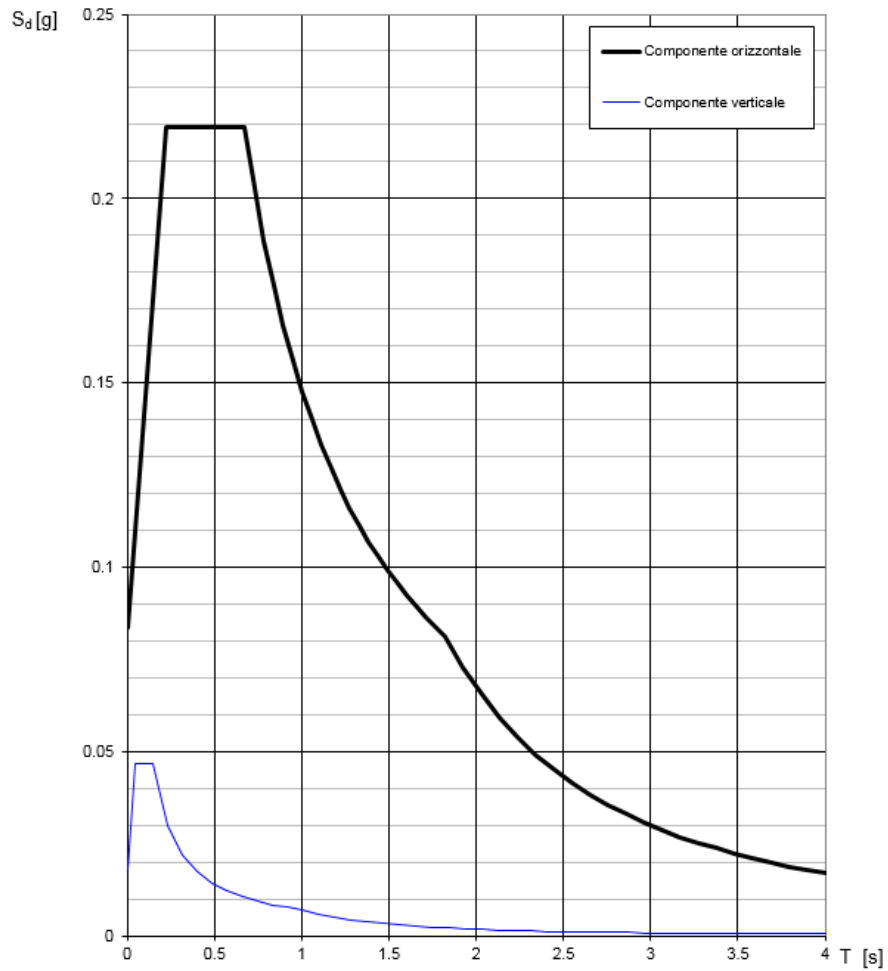
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.056 g
F_o	2.621
T_c	0.517 s
S_s	1500
C_c	1.305
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1500
η	1.000
T_B	0.225 s
T_C	0.675 s
T_D	1.823 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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 $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/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	0.084
T_B	0.225	0.219
T_C	0.675	0.219
	0.730	0.203
	0.785	0.189
	0.839	0.176
	0.894	0.166
	0.948	0.156
	1.003	0.148
	1.058	0.140
	1.112	0.133
	1.167	0.127
	1.222	0.121
	1.276	0.116
	1.331	0.111
	1.386	0.107
	1.440	0.103
	1.495	0.099
	1.550	0.096
	1.604	0.092
	1.659	0.089
	1.714	0.086
	1.768	0.084
T_D	1.823	0.081
	1.927	0.073
	2.030	0.065
	2.134	0.059
	2.238	0.054
	2.341	0.049
	2.445	0.045
	2.549	0.042
	2.652	0.038
	2.756	0.036
	2.860	0.033
	2.963	0.031
	3.067	0.029
	3.171	0.027
	3.274	0.025
	3.378	0.024
	3.482	0.022
	3.585	0.021
	3.689	0.020
	3.793	0.019
	3.896	0.018
	4.000	0.017



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	36 di 99

8.10 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

Si riporta la Tabella 5.1.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 1 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{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 della colonna A2.

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.1.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 2 Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico dei mezzi sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$

(paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 3: Combinazioni di carico.

		G1+G2	ε2	ε3	Q1	Q3	Q6	Q8	Ex	Ey	Ez
SLE	SLE (QP)	1	1	0.5	0	0	0	-	-	-	-
	SLE (FR)	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	-	-	-	-
	SLE 1 (FR)	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0.75	0	-	-	-	-
	SLE 1 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	-	-	-	-
	SLE 2 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	-	-	-	-
SLU (STR)	STR1	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35	0.75	1.5·0.6	-	-	-	-
	STR2	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	1.35	1.5·0.6	-	-	-	-
	STR3	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	0.75	1.5	-	-	-	-
ECC	ECC1	1	1	0.5	0.2	0	0	1	-	-	-
SLV	SLV1	1	1	0.5	0.2	0	0	-	1	0.3	±0.3
	SLV2	1	1	0.5	0.2	0	0	-	0.3	1	±0.3
	SLV3	1	1	0.5	0.2	0	0	-	0.3	0.3	±1

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia "SLV" che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) è combinato come segue.

$$E_l + 0.3E_t \pm 0.3E_v; \quad 0.3E_l + E_t \pm 0.3E_v; \quad 0.3E_l + 0.3E_t \pm E_v.$$

Le azioni considerate sono le seguenti:

G1: peso proprio degli elementi strutturali;

G2: carichi permanenti portati;

ε2: ritiro e viscosità della soletta;

ε3: variazioni termiche uniformi e differenziali;

Q1: carichi mobili;



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	39 di 99

Q3: azione longitudinale di frenamento;

Q6: azione trasversale del vento;

Q8: azione urto;

E: azioni sismiche;

9 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 mezzeria e quella in prossimità degli appoggi. La sezione assegnata agli elementi che simulano la soletta è di tipo rettangolare, con dimensioni 100xs, 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 quattro traversi, due di testata, due 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

9.1.1 Geometria

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

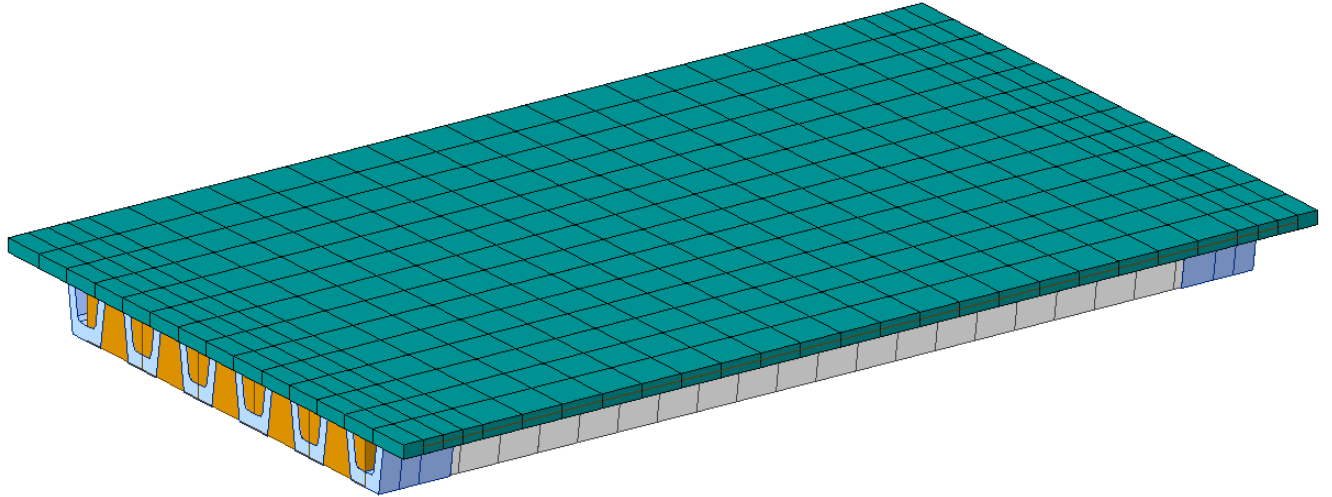


Figura 14 Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo SAP2000

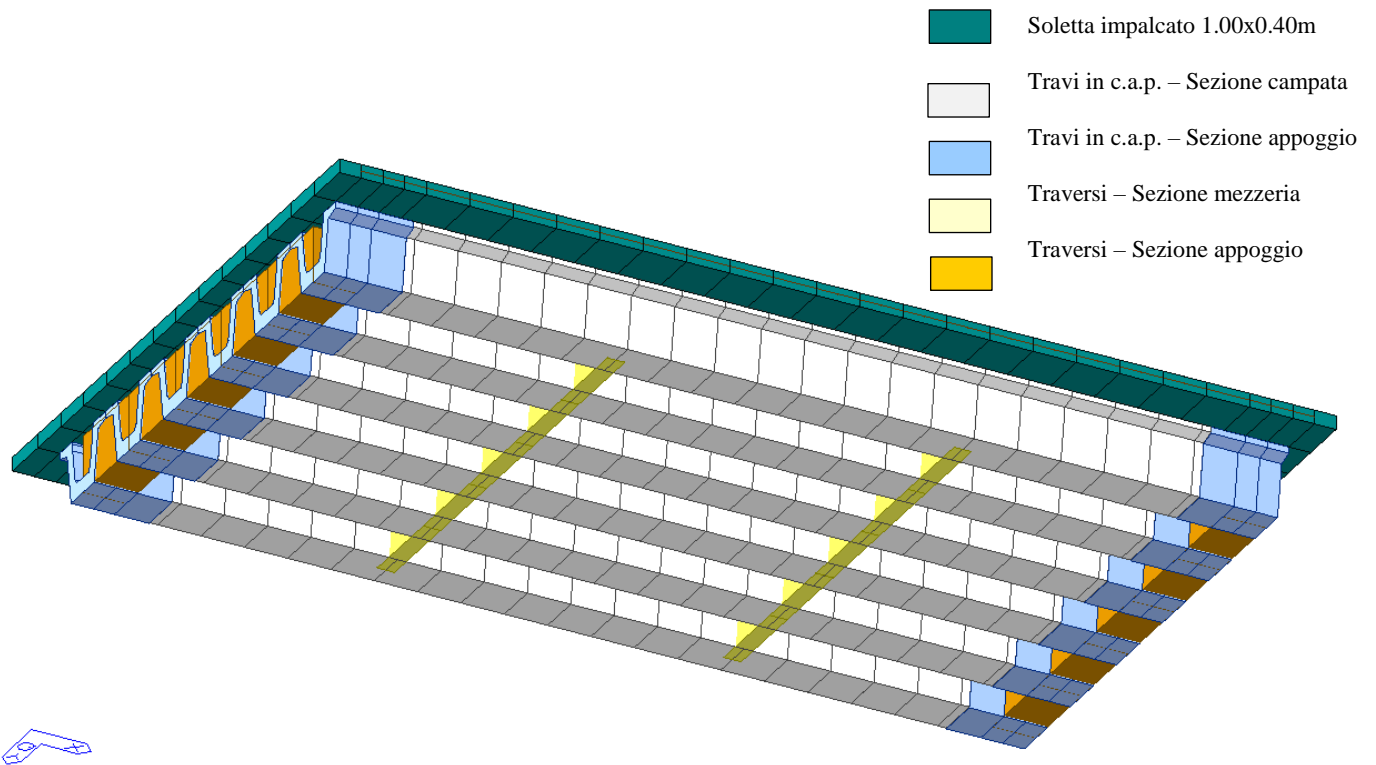


Figura 15 Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo SAP2000

9.1.2 Condizioni di vincolo

Sono illustrate di seguito le condizioni di vincolo esterno di appoggio in corrispondenza dell'asse di rotazione degli appoggi, adottate nel modello FEM: Vincoli

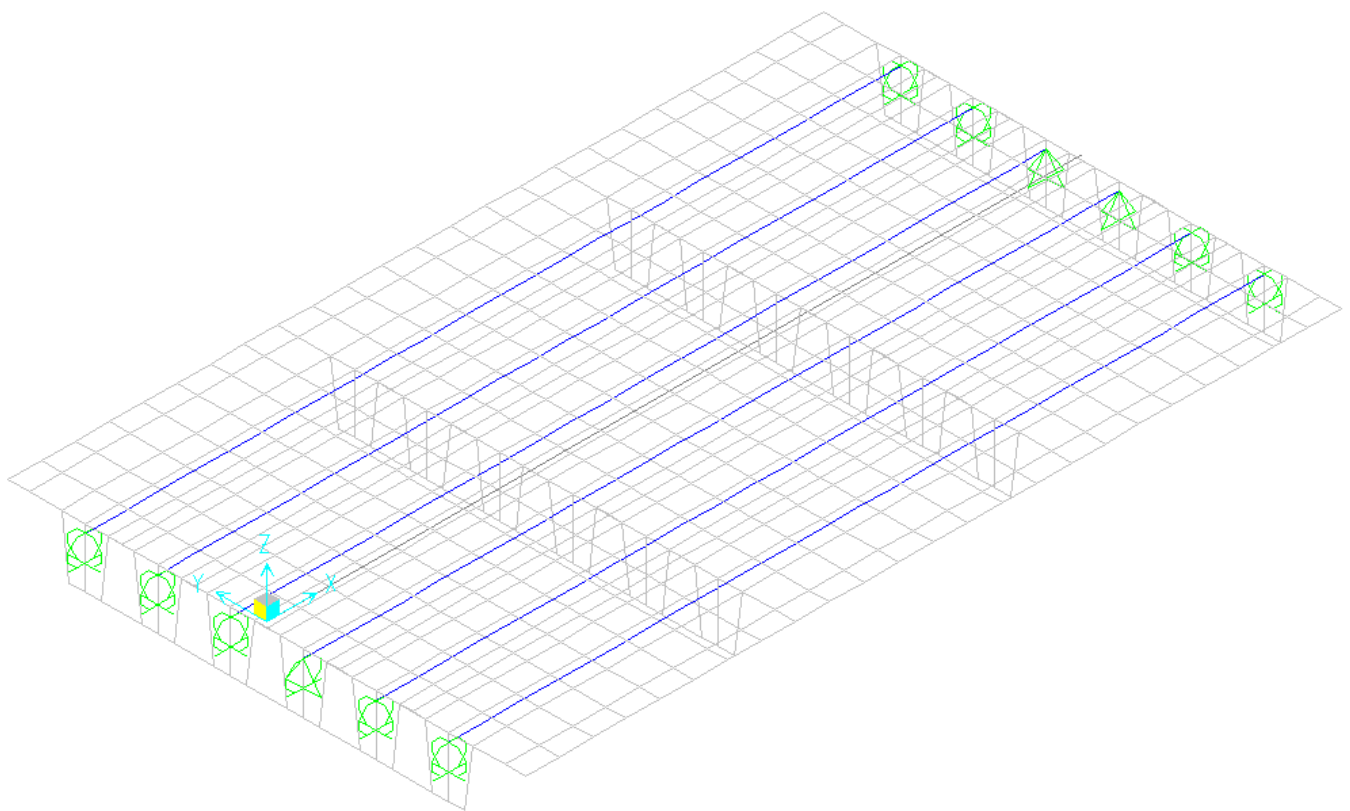


Figura 16: Condizioni di vincolo – Vista 3D wireframe

10 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.

10.1 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.

10.1.1 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 17: 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:



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	44 di 99

- a) $\delta_f \leq w_1$ 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;
- b) $\delta_f \leq w_2$ 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: $w_d \leq w_1 = 0.2$ 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} :

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

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

10.1.2 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:



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	45 di 99

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

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 $\leq 0.040 f_{ck}$.

10.1.3 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.

10.2 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 $\gamma_p = 1,2$.

10.2.1 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 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

10.2.2 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;

s_{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.



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	48 di 99

10.3 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.

10.3.1 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 (= 70ϕ , 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.

10.3.2 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/mm^2 .

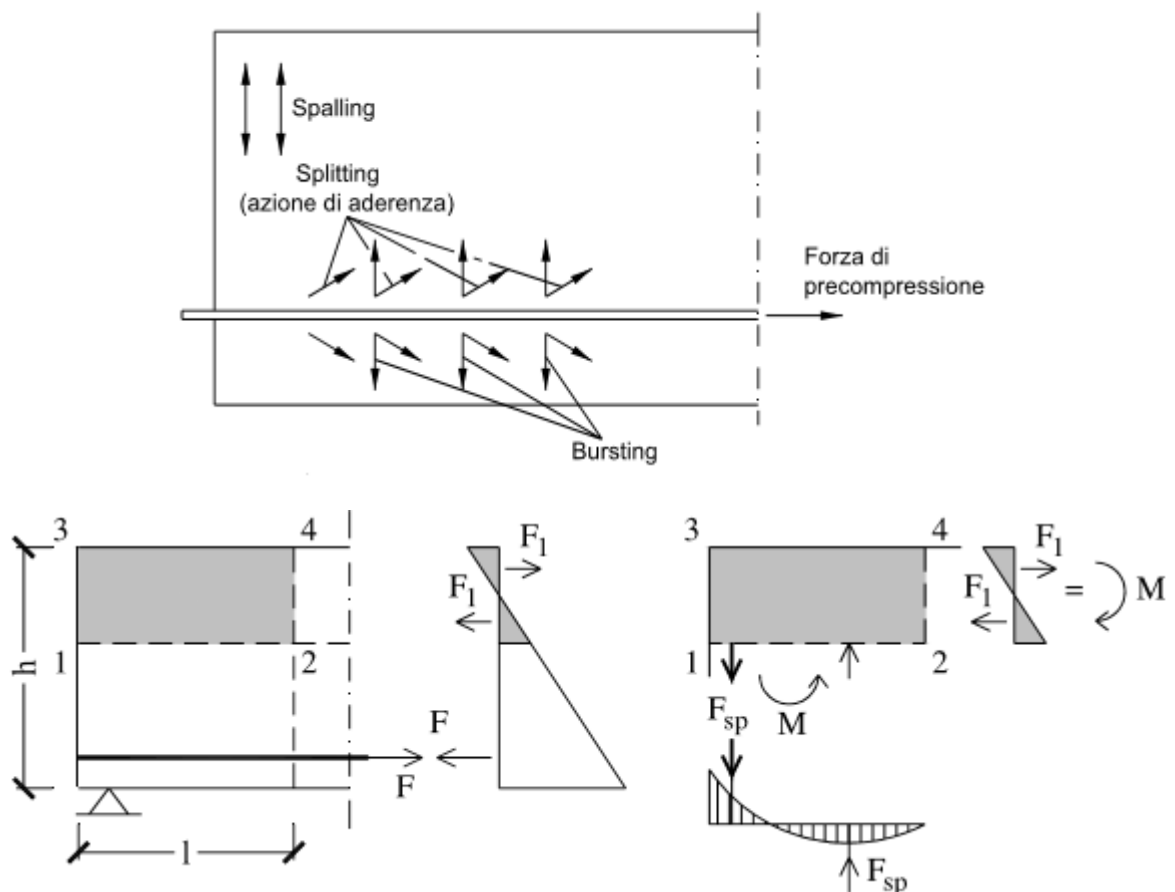


Figura 18: Tensioni di 'spalling' in presenza di una forza di precompressione eccentrica – Model Code 1990

10.3.3 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.

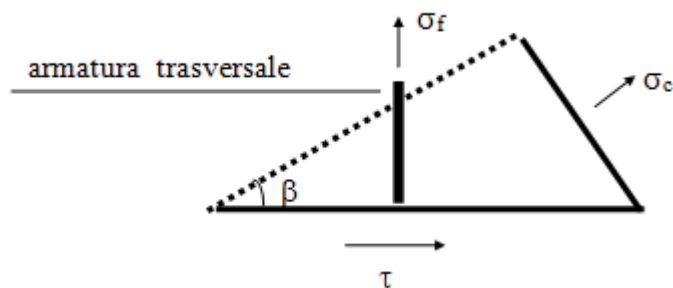


Figura 19: Fenomeno di ‘spreading’

Il valore totale della forza è funzione dello scorrimento S.

Per i trefoli che partono dalla testata risulta:

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

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

11 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE IMPALCATO

11.1 Travi

11.1.1 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

- al manifestarsi della precompressione
- prima del getto in opera
- subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	51 di 99

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".

11.1.1.1 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, che è stato invece considerato nel modello fem.

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.

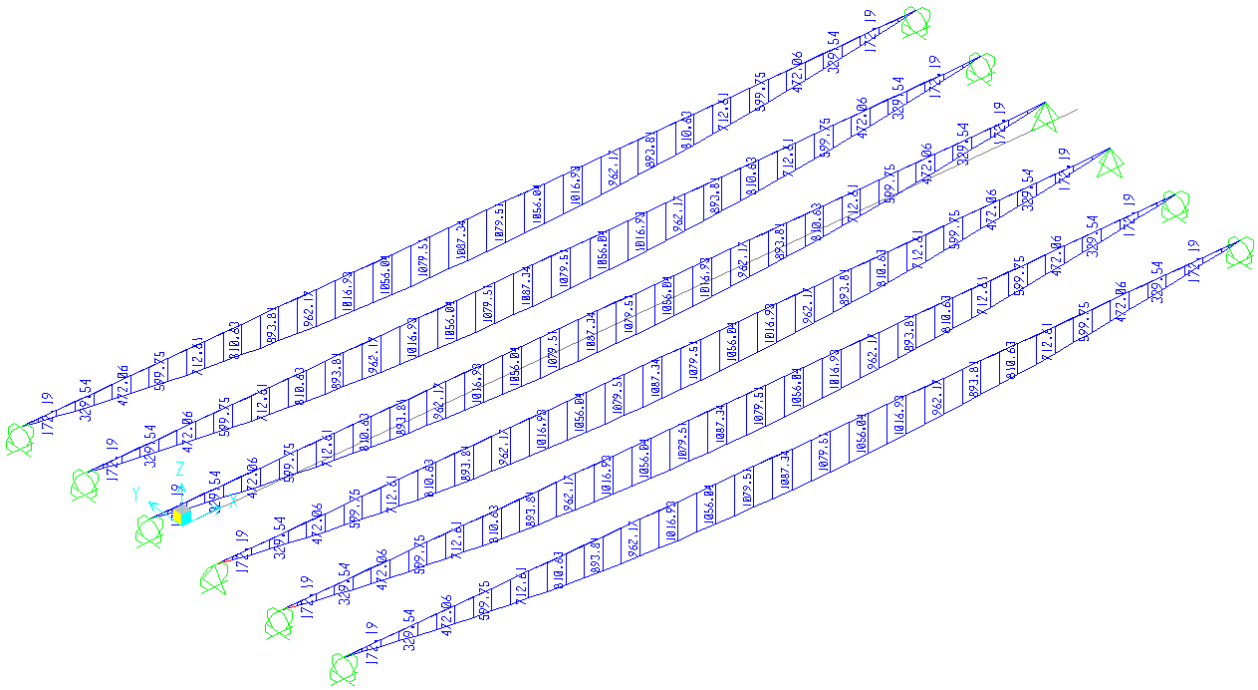


Figura 20: Peso proprio travi – Momento flettente (kNm)

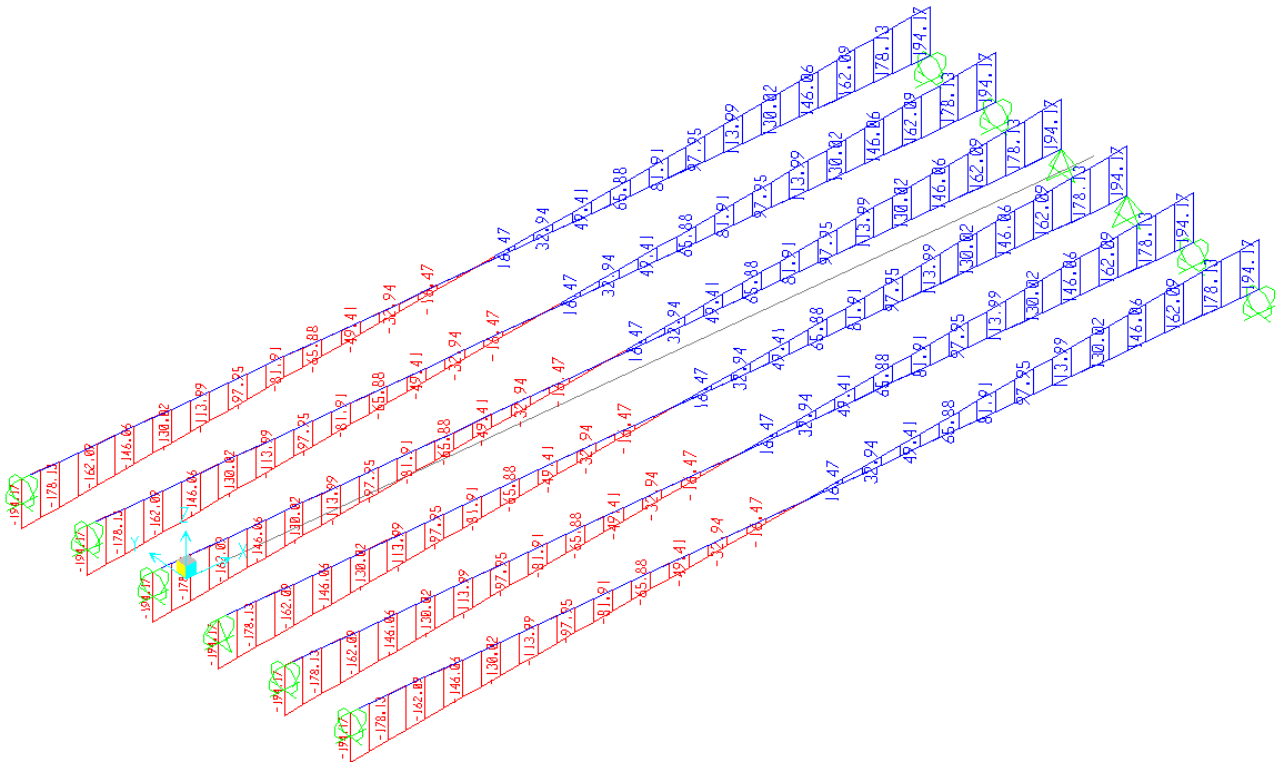


Figura 21: Peso proprio travi – Taglio (kNm)

1.1.1.1 Calcoli per la fase di carico n.1c

La larghezza della soletta collaborante vale:

Le predalles sono collaboranti.

- Altezza utile della soletta risulta di cm 31.00
- in riferimento agli interassi delle travi risulta una larghezza di soletta collaborante pari a cm 200.00
- La larghezza della soletta riferita al bordo dell'impalcato è pari a cm 310.00

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 della soletta (carichi fase 2). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli

elementi finiti SAP2000.

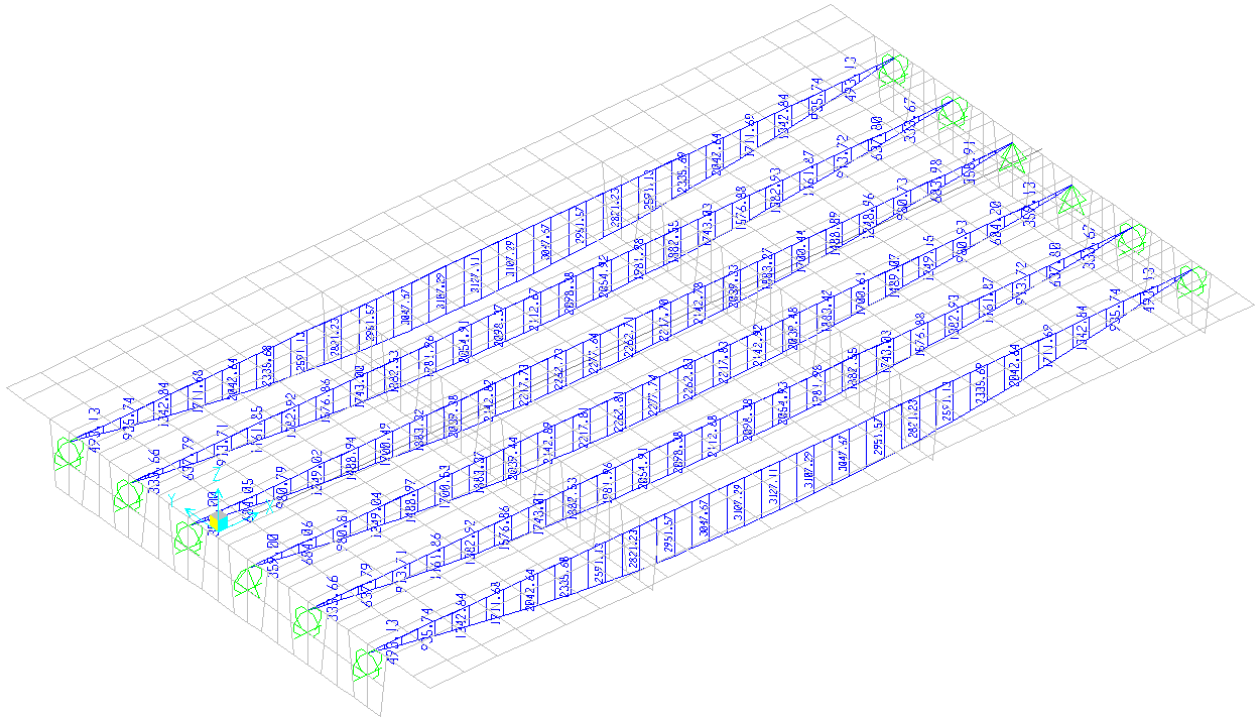


Figura 22: Getto della soletta – Momento flettente (kNm)

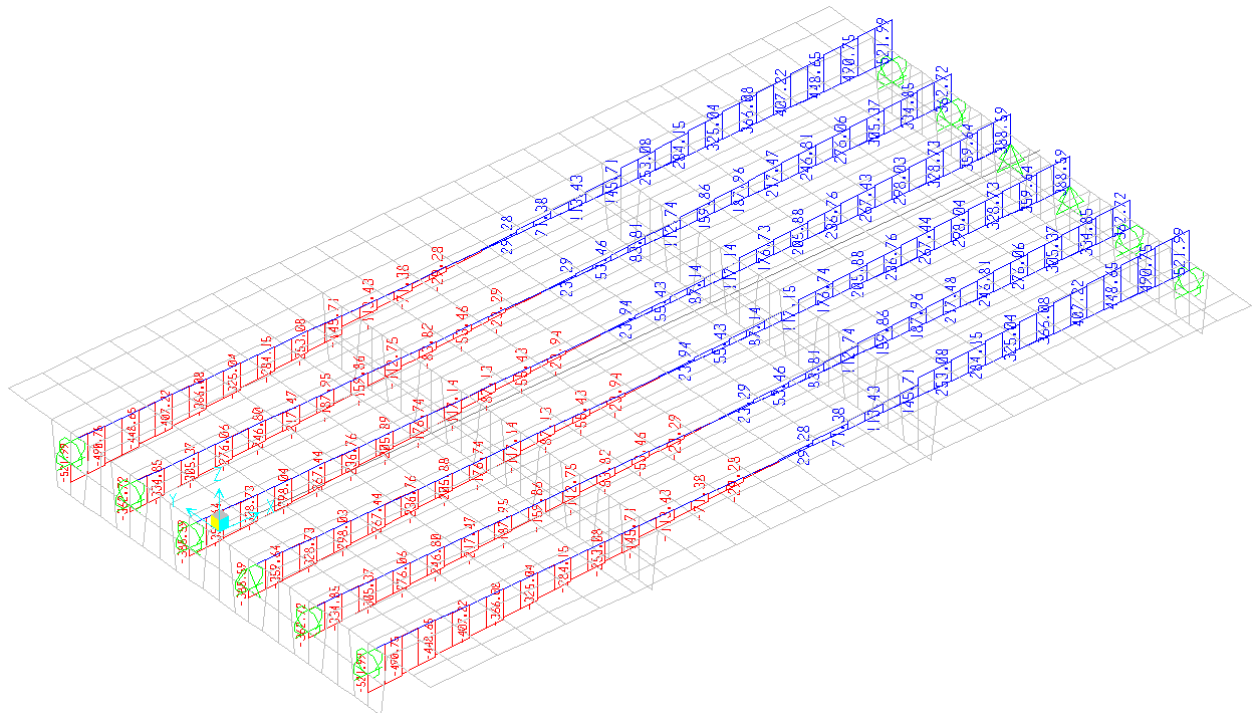


Figura 23: Getto della soletta – Taglio (kNm)

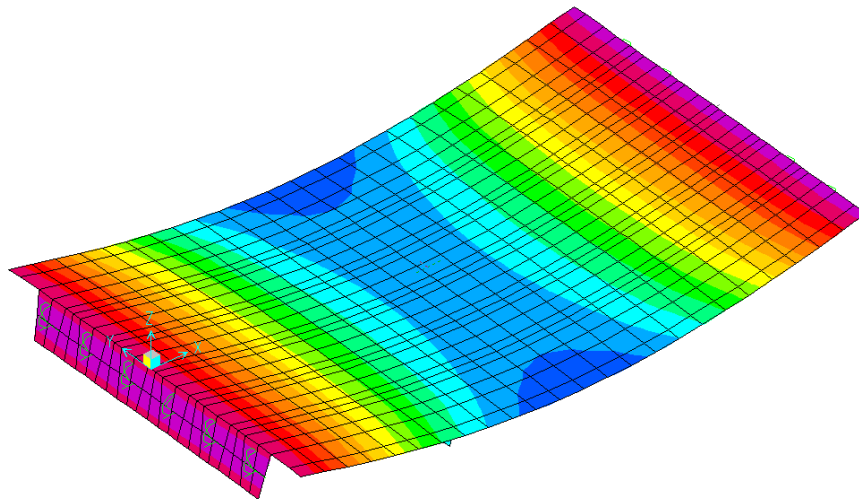


Figura 24: Getto della soletta – Deformata a flessione

11.1.1.2 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 3). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

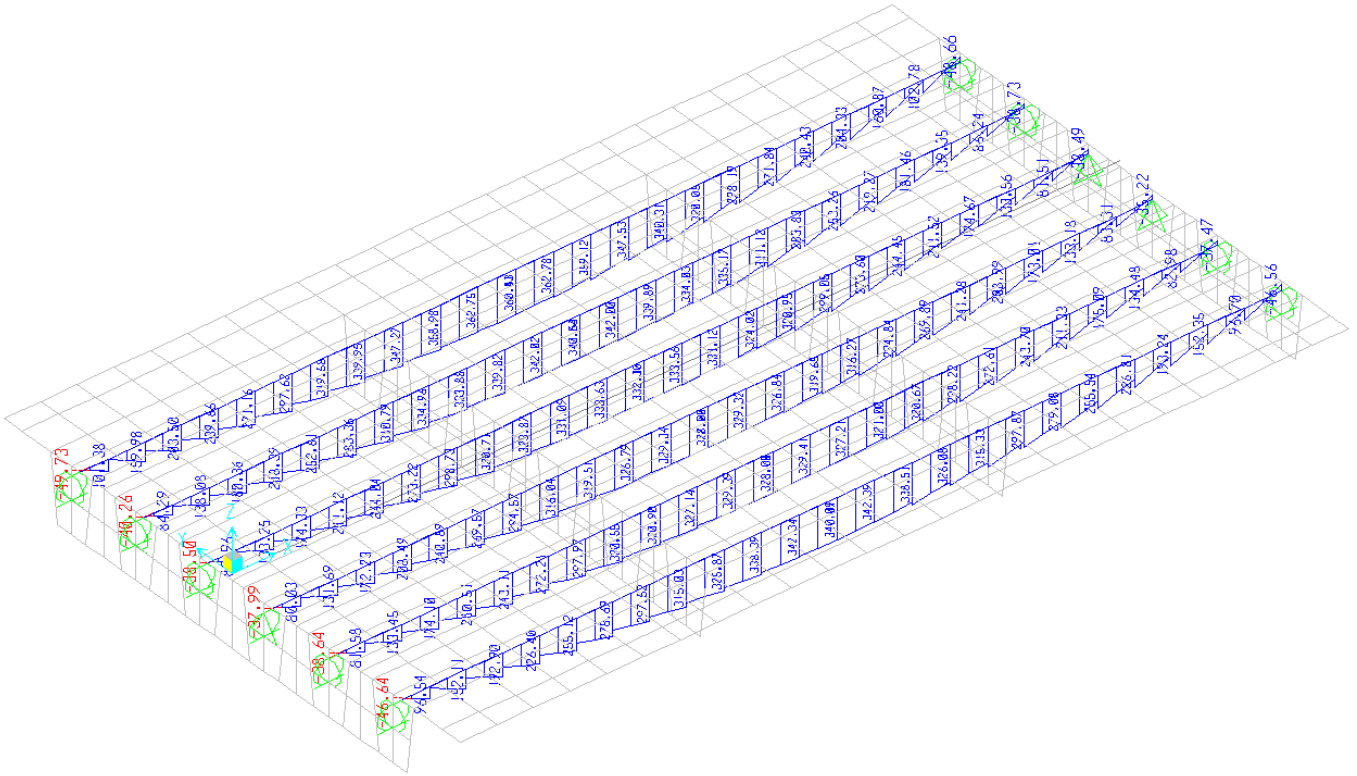


Figura 25: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Momento flettente (kNm)

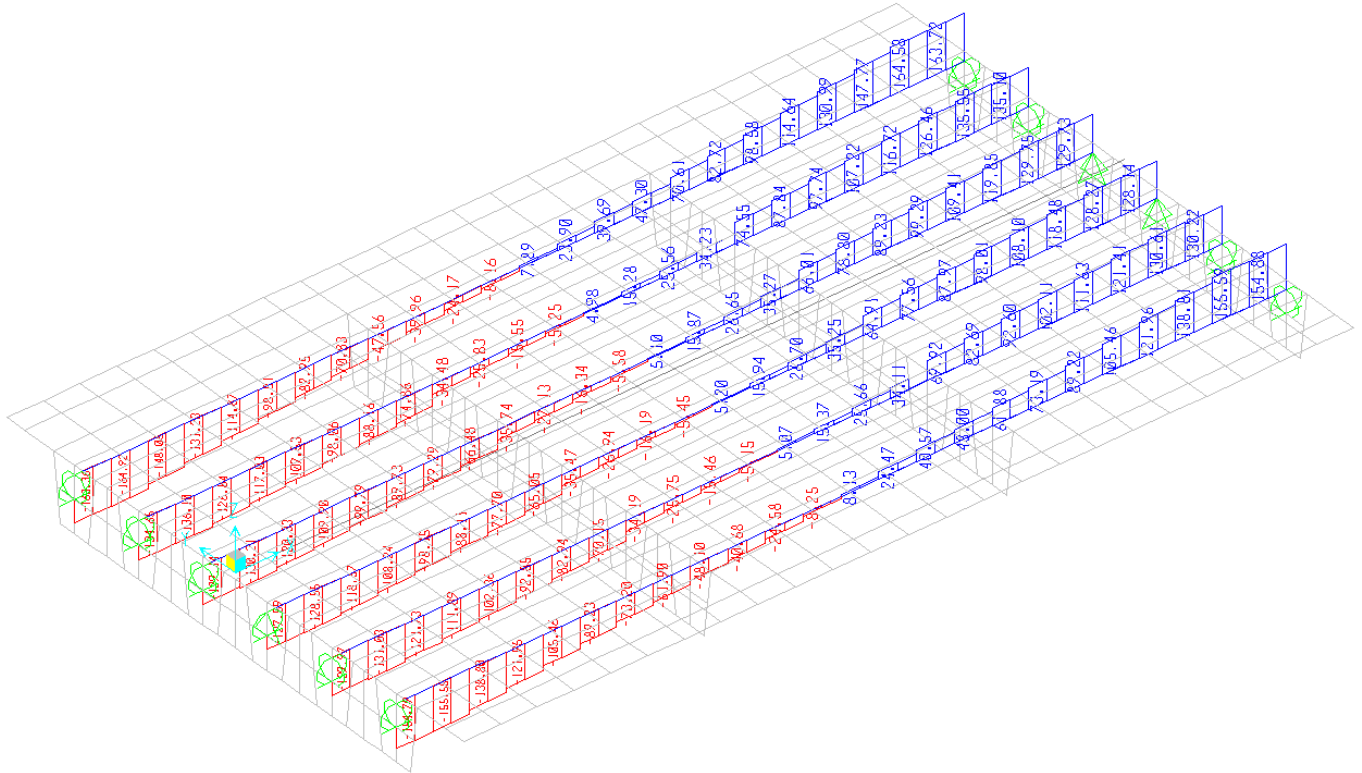


Figura 26: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Taglio (kNm)

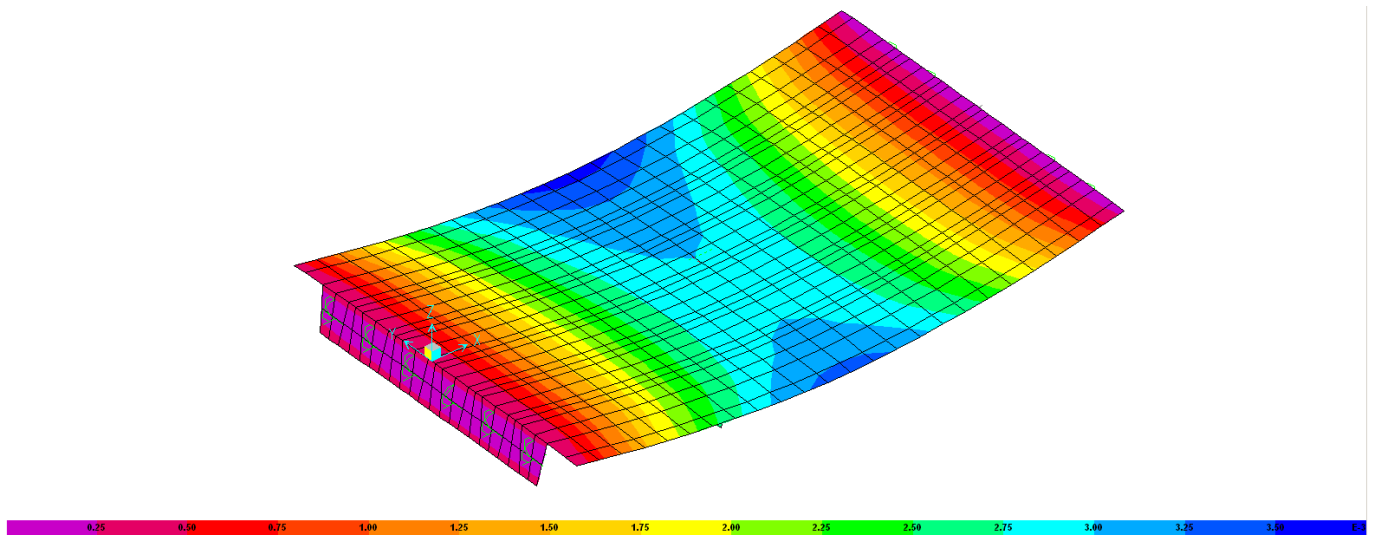


Figura 27: Sovraccarichi permanenti non strutturali – Deformata a flessione

11.1.1.3 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 4). I risultati sono desunti dal software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

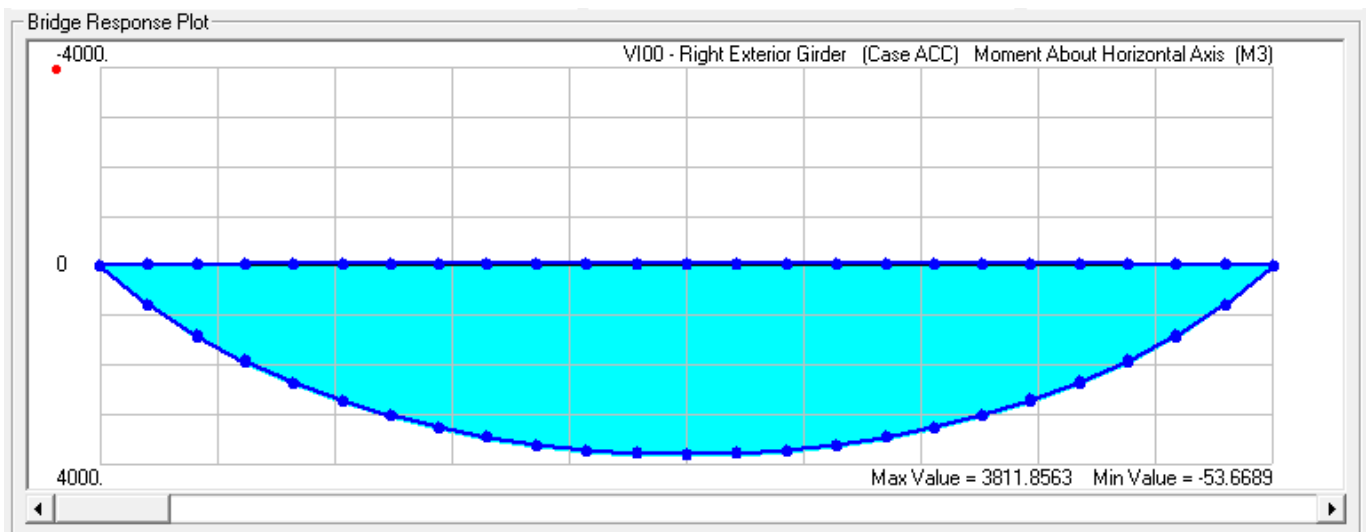


Figura 28: Carichi accidentali– Momento flettente trave destra maggiormente caricata (kNm)

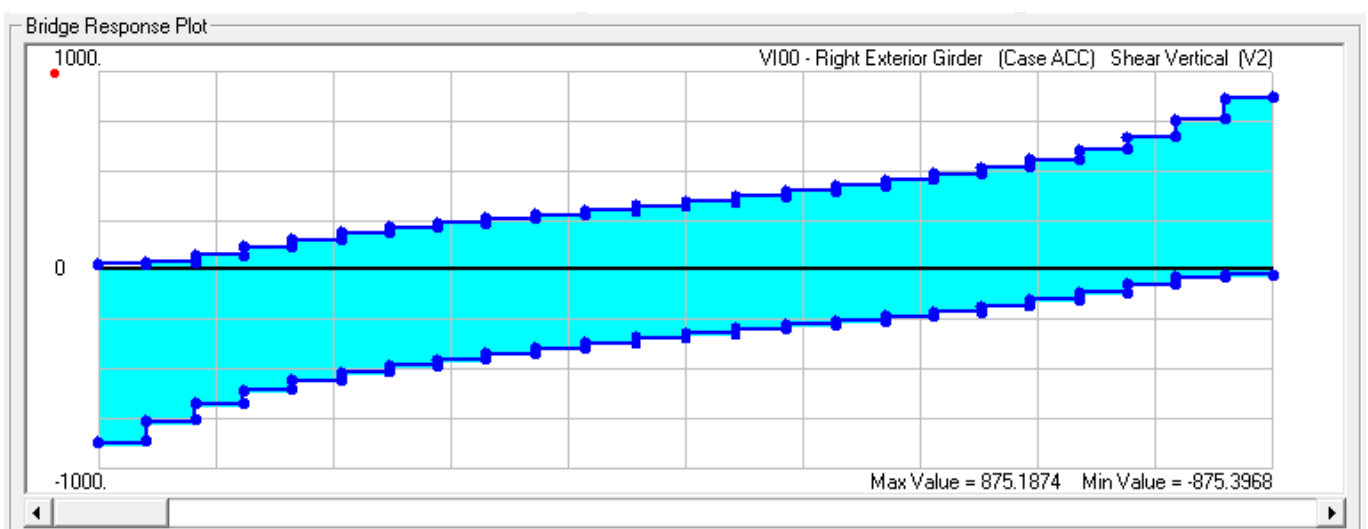


Figura 29: Carichi accidentali – Taglio trave destra maggiormente caricata (kNm)

11.1.2 Verifica della sezione di mezzeria

11.1.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	
8	-0.55	1.40	
9	-0.38	0.28	
10	-0.31	0.22	
11	0.00	0.19	
12	0.31	0.22	
13	0.38	0.28	
14	0.55	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	
20	0.65	1.14	
21	0.48	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
0.657	0.1581	0.67

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1.35	0.001
2	1.29	0.000
3	1.23	0.000
4	0.80	0.000
5	0.26	0.000
6	0.21	0.001

n.	Z	area
7	0.15	0.002
8	0.10	0.002
9	0.06	0.002

$Z_{g,p}$	A_p
0.33	0.007

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	1.35	0.000	1Ø16
2	1.35	0.000	1Ø16

Sezione ideale (n=5.355)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	0.698	0.1708	0.65

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14917.50	1.1%
rilassamento acciaio	41.4%	25259.63	1.9%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	1018.08	-9467.40	-3188.30
prima del getto in opera	0.00	-8736.10	-2942.02
dopo getto 2a fase	2036.41	-8732.77	-2940.90

11.1.2.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-4.72	-21.22
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-9.16	-15.41

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	$\sigma_{long,min}$
t=0 dopo taglio trefoli	1216.99	0.00	-30.59
prima del getto in opera	0.00	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	1134.00	0.00	-54.14

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	14917.50	1.1%
rilassamento acciaio	25.9%	15802.52	1.2%
viscosità cls	36.7%	70456.48	5.2%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	80.60	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	56.10	0.0%
viscosità cls	0.2%	323.43	0.0%

11.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.33}=0.00620$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	0.32	7771.69	-0.00350	1.40	0.00084	0.06
(-)	0.51	-2240.12	0.00582	1.35	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 2749.15 < 7771.69 \quad K_r=2.827$$

11.1.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	0.32		0.00105

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1.35	1.385	0.004	0.0099	-13291.22	1.215



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	62 di 99

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
1117.34	528.43	2107.75

$$V_{Ed,max} = 0.00 < 1117.34$$

11.1.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

11.1.2.2.1 *Dopo cambio vincoli*

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	
8	-0.55	1.40	
9	-0.38	0.28	
10	-0.31	0.22	
11	0.00	0.19	
12	0.31	0.22	
13	0.38	0.28	
14	0.55	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	
20	0.65	1.14	
21	0.48	0.00	fine prefabb.
22	-0.48	0.00	
23	-1.00	1.40	getto in opera
24	-1.00	1.71	(m=0.907)
25	2.10	1.71	non reag.trazione
26	2.10	1.40	
27	2.10	1.40	



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	63 di 99

n.	Y	Z
28	-1.00	1.40

A	J _f	Z _g
1.529	0.4608	1.17

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1.35	0.001
2	1.29	0.000
3	1.23	0.000
4	0.80	0.000
5	0.26	0.000
6	0.21	0.001
7	0.15	0.002
8	0.10	0.002
9	0.06	0.002

Z _{g,p}	A _p
0.33	0.007

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	1.35	0.000	1Ø16
2	1.35	0.000	1Ø16

Sezione ideale (n=5.355)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	1.570	0.4952	1.15

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	freccia
cambio vincoli	0.00	-3.68	0.00	0.0000

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

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-9.15	-15.42
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	63.1%	121.04	9.0%

11.1.2.3 Verifiche in esercizio

11.1.2.3.1 *Verifica tensionale*

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	
8	-0.55	1.40	
9	-0.38	0.28	
10	-0.31	0.22	
11	0.00	0.19	
12	0.31	0.22	
13	0.38	0.28	
14	0.55	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	
20	0.65	1.14	

n.	Y	Z	
21	0.48	0.00	fine prefabb.
22	-0.48	0.00	
23	-1.00	1.40	getto in opera
24	-1.00	1.71	(m=0.907)
25	2.10	1.71	non reag.trazione
26	2.10	1.40	
27	2.10	1.40	
28	-1.00	1.40	

A	J _f	Z _g
1.529	0.4608	1.17

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1.35	0.001
2	1.29	0.000
3	1.23	0.000
4	0.80	0.000
5	0.26	0.000
6	0.21	0.001
7	0.15	0.002
8	0.10	0.002
9	0.06	0.002

Z _{g,p}	A _p
0.33	0.007

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	1.35	0.000	1Ø16
2	1.35	0.000	1Ø16

Sezione ideale (n=5.355)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	1.570	0.4952	1.15

Tensioni sul cls - VH140 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-9.15	-9.15	-15.42	-15.42
t=inf.-senza carichi	-8.79	-8.79	-12.35	-12.35
t=inf.-SLE Rare	-8.79	-10.79	-3.44	-12.35
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	-0.20	-0.20	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.20	-4.20	0.00	-1.48
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	$\sigma_{sl,min}$
dopo maturazione getto in opera	1133.54	-540.48	-54.05
t=inf.-senza carichi	929.54	-51.44	-51.44
t=inf.-SLE Rare	901.82	-51.44	-60.73
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00

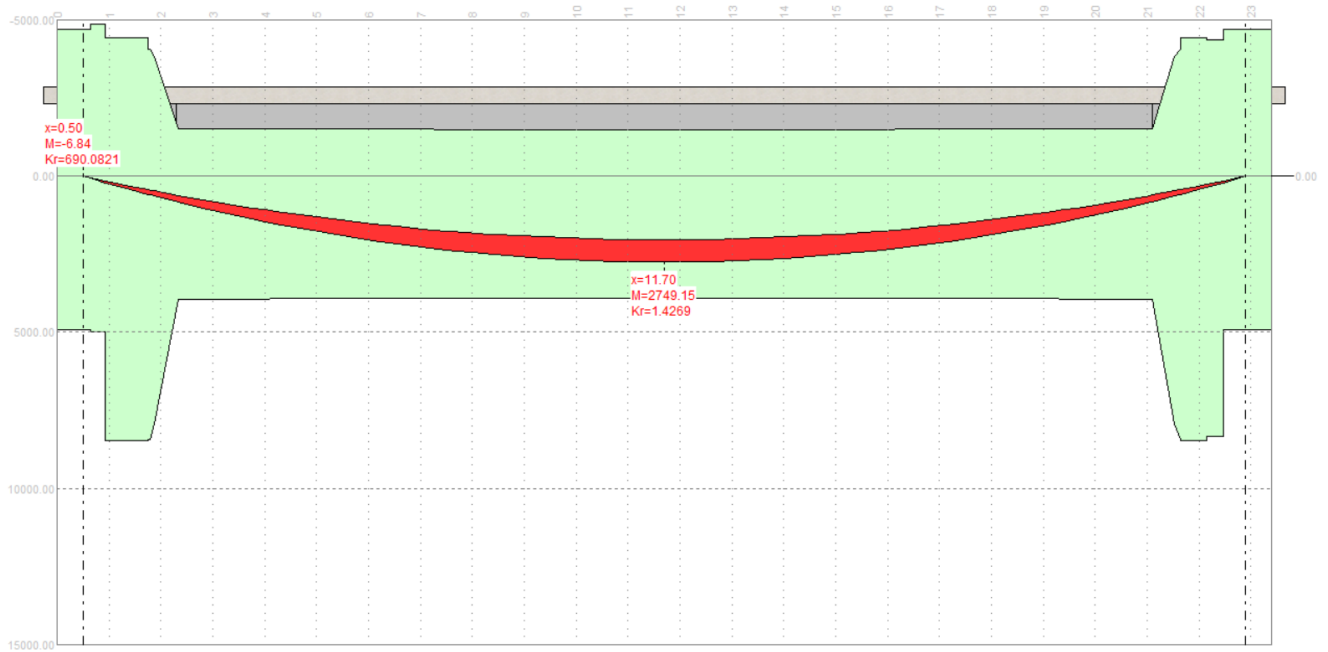
11.1.2.3.2 Verifica a rottura per flessione $t=inf$.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.33	0.00508

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	1.43	13325.97	-0.00205	1.71	0.01000	0.06
(-)	0.33	-2458.09	0.01000	1.35	-0.00321	0.00

$$M_{d,max} = 7919.47 < 13325.97 \quad K_r = 1.683$$



11.1.2.3.3 Verifica rottura per taglio $t=inf.$

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	0.32		0.00105

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1.66	1.348	0.008	0.0144	-4.91	1.190

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
735.85	647.82	2529.44

$$V_{Ed,max} = 0.00 < 735.85$$

Trazione per taglio ($V=0.00$) = 0.00 [KN]

11.1.2.3.4 *Verifica rottura per torsione t=inf.*

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.006	12.93		0.00052

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1.300	0.16	4.61	-4.91	1.190

T_{Rcd}	T_{Rsd}
2207.64	1331.76

$$T_{Ed,max} = 187.00 < 1331.76$$

Trazione per torsione (T=1331.76) = 5903.29 [KN]

Trazione per torsione (T=187.00) = 828.91 [KN]

Sforzo di precompressione presente = -7507.51 [KN]

<armatura longitudinale non necessaria>

11.1.2.3.5 *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.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |187.00/1331.76| + |0.00/735.85| = 0.140$$

11.1.2.3.6 *Forze di scorrimento tra i getti*

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0.320 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=11.70 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	71.92	[KN/m]
--	-------	--------



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	69 di 99

min valore di progetto scorrimento interfaccia	71.92	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±356.38	[KN/m]
staffe di collegamento	0.0005	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±479.31	[KN/m]

11.1.3 Verifica delle testate

Nei successivi paragrafi si analizza lo stato di tensione indotto dal rilascio dei trefoli nella zona di testata del cassone del cavalcaferrovia su luce di 22.40 m.

L'armatura pretesa è composta da 52 trefoli da 0.6" ($ap=1.39cm^2$).

11.1.3.1 Verifica sezione - Appoggio

11.1.3.1.1 *Prima fase: sola trave*

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	non reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	
8	-0.41	1.40	
9	-0.24	0.27	
10	-0.17	0.20	
11	0.00	0.19	
12	0.17	0.20	
13	0.24	0.27	
14	0.41	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	
20	0.65	1.14	
21	0.48	0.00	fine prefabb.

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1.35	0.001
2	1.29	0.000
3	1.23	0.000
4	0.80	0.000
5	0.26	0.000
6	0.21	0.001
7	0.15	0.002
8	0.10	0.002
9	0.06	0.002

Z _{g,p}	A _p
0.33	0.007

A	J _f	Z _g
0.988	0.2015	0.71

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	1.35	0.000	1Ø16
2	1.35	0.000	1Ø16
3	0.08	0.001	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	1.036	0.2178	0.70

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ _{sp}	Δσ _{sp} /σ _{spl}
ritiro cls	25.5%	14917.50	1.1%
rilassamento acciaio	41.4%	25259.63	1.9%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	79.60	-9467.40	-3642.62
prima del getto in opera	0.00	-8808.68	-3389.17
dopo getto 2a fase	156.14	-8805.39	-3387.91

11.1.3.1.1.1 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	1.82	-20.01
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	1.43	-18.35

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	$\sigma_{long,min}$
t=0 dopo taglio trefoli	1230.22	5.99	0.00
prima del getto in opera	0.00	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	1145.37	4.16	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	33.2%	60.42	4.5%

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%	0.32	0.0%

11.1.3.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.00}=0.00625$

fless	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	796.34	9718.04	-0.00350	1.40	0.00430	0.55
(-)	371.23	-2328.72	0.00923	1.35	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 210.794 < 9718.03 \quad K_r=46.102$$

11.1.3.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	0.48		0.00314

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1.35	1.385	0.004	0.0060	-8.91	1.250

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
1191.03	1585.29	3251.39

$$V_{Ed,max} = 479.42 < 1585.29$$

11.1.3.1.2 *Seconda fase: trave + getto in opera*

11.1.3.1.2.1 Dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	non reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	
8	-0.41	1.40	
9	-0.24	0.27	
10	-0.17	0.20	
11	0.00	0.19	
12	0.17	0.20	
13	0.24	0.27	
14	0.41	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	

n.	Y	Z	
20	0.65	1.14	
21	0.48	0.00	fine prefabb.
22	-0.48	0.00	
23	-1.00	1.40	getto in opera
24	-1.00	1.71	(m=0.907)
25	2.10	1.71	non reag.trazione
26	2.10	1.40	
27	2.10	1.40	
28	-1.00	1.40	

A	J _f	Z _g
1.860	0.5356	1.11

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1.35	0.001
2	1.29	0.000
3	1.23	0.000
4	0.80	0.000
5	0.26	0.000
6	0.21	0.001
7	0.15	0.002
8	0.10	0.002
9	0.06	0.002

Z _{g,p}	A _p
0.33	0.007

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	0.08	0.001	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=5.355)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	1.905	0.5726	1.09

Armature lente longitudinali :

Z	area	
0.08	0.001	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	1.905	0.5726	1.09

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecce
cambio vincoli	0.00	-3.68	0.00	0.0000

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

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	1.44	-18.36
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%	121.04	9.0%

11.1.3.1.3 Verifiche in esercizio

11.1.3.1.3.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-0.48	0.00	prefabb.:
2	-0.65	1.14	non reag.trazione
3	-0.90	1.27	
4	-1.00	1.29	
5	-1.00	1.35	
6	-1.00	1.40	
7	-1.00	1.40	

n.	Y	Z	
8	-0.41	1.40	
9	-0.24	0.27	
10	-0.17	0.20	
11	0.00	0.19	
12	0.17	0.20	
13	0.24	0.27	
14	0.41	1.40	
15	1.00	1.40	
16	1.00	1.40	
17	1.00	1.35	
18	1.00	1.29	
19	0.90	1.27	
20	0.65	1.14	
21	0.48	0.00	fine prefabb.
22	-0.48	0.00	
23	-1.00	1.40	getto in opera
24	-1.00	1.71	(m=0.907)
25	2.10	1.71	non reag.trazione
26	2.10	1.40	
27	2.10	1.40	
28	-1.00	1.40	

A	J _f	Z _g
1.860	0.5356	1.11

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	1350.00	556.000
2	1290.00	278.000
3	1230.00	278.000
4	800.00	278.000
5	255.00	278.000
6	205.00	556.000
7	155.00	1668.000
8	105.00	1668.000
9	55.00	1668.000

Z _{g,p}	A _p
329.81	7228.000

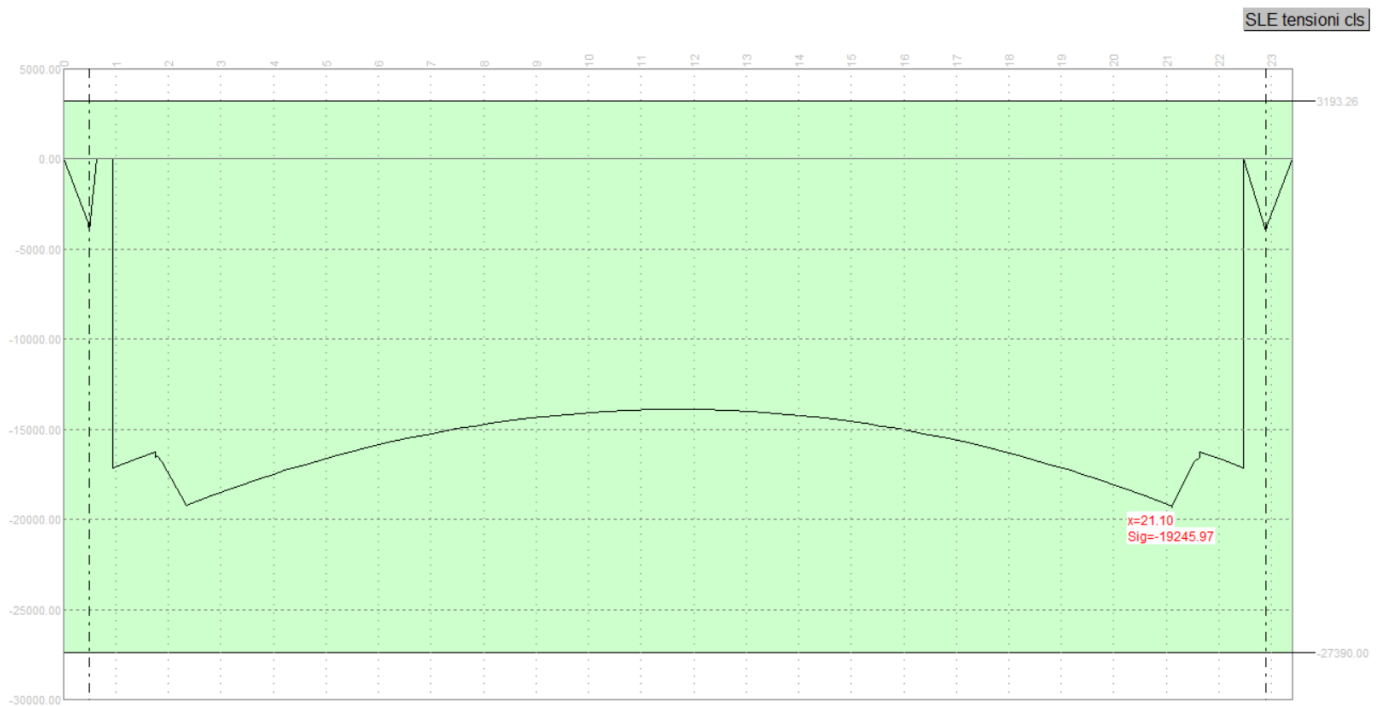
Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	1350.00	201.062	1Ø16
2	1350.00	201.062	1Ø16
3	80.00	1206.372	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	1.905	0.5726	1.09

Tensioni sul cls - VH140 :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	1.44	1.44	-18.36	-18.36
t=inf.-senza carichi	1.60	1.60	-15.99	-15.99
t=inf.-SLE Rare	1.60	1.37	-15.27	-15.99
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00



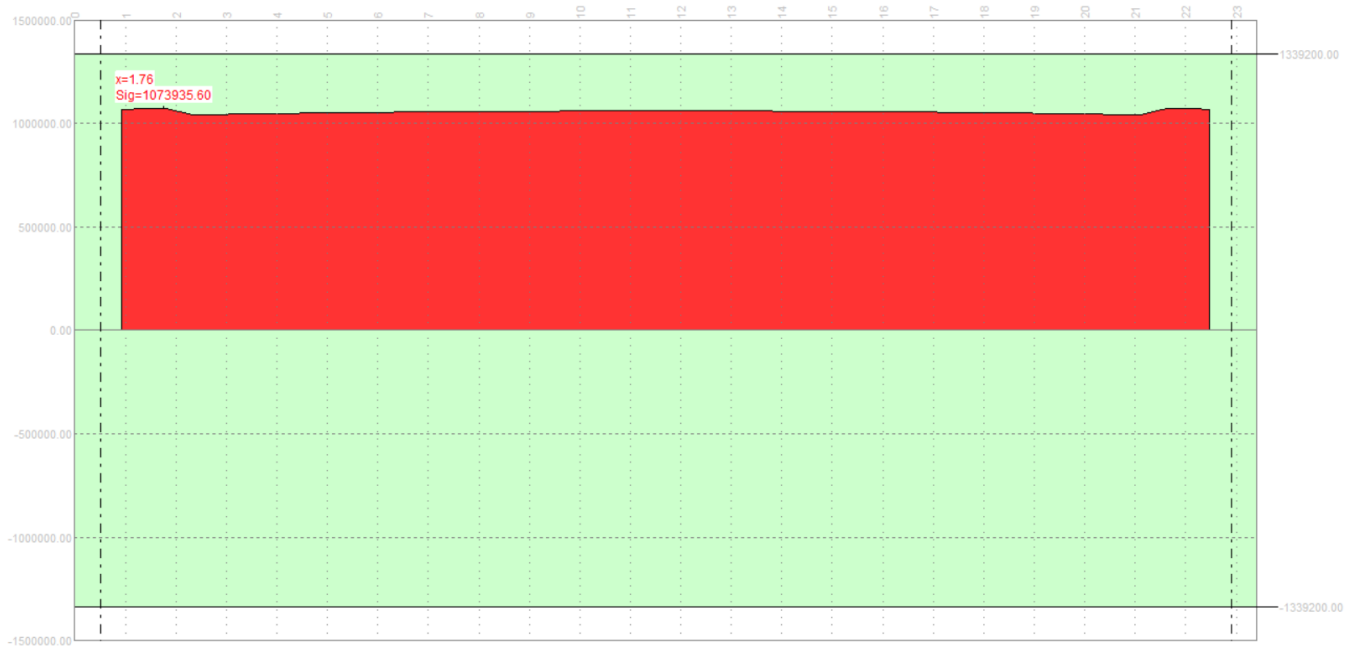
Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-0.28	-0.28	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.28	-0.68	0.00	-0.05
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	$\sigma_{sl,min}$
dopo maturazione getto in opera	1144.91	4.22	-99.34
t=inf.-senza carichi	937.70	5.60	-86.43
t=inf.-SLE Rare	876.92	5.60	-86.43
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00

SLE tensioni acciai



11.1.3.1.3.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.33	0.00514

fless	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	1.42	13997.26	-0.00211	1.71	0.01000	0.06

fless	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(-)	0.30	-2294.46	0.01000	1.35	-0.00284	0.00

$$M_{d,min} = 803.97 > 13997.26 \quad K_r = 17.41$$

11.1.3.1.3.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.006	0.48		0.00314

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1.63	1.348	0.004	0.0049	-4.08	1.158

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
847.66	1943.45	3691.22

$$V_{Ed,max} = 750.34 < 1943.45$$

Trazione per taglio ($V=750.34$) = 937.92 [KN]

11.1.3.1.3.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [GRAD]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0.006	12.93		0.00157

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1.120	0.24	4.28	-4.08	1.000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
2775.54	3442.09

$$T_{Ed,max} = 167.54 < 2775.54$$

Trazione per torsione ($T=2775.54$) = 13258.17 [KN]

Trazione per torsione (T=167.54) = 800.31 [KN]

Sforzo di precompressione presente = -7580.65 [KN]

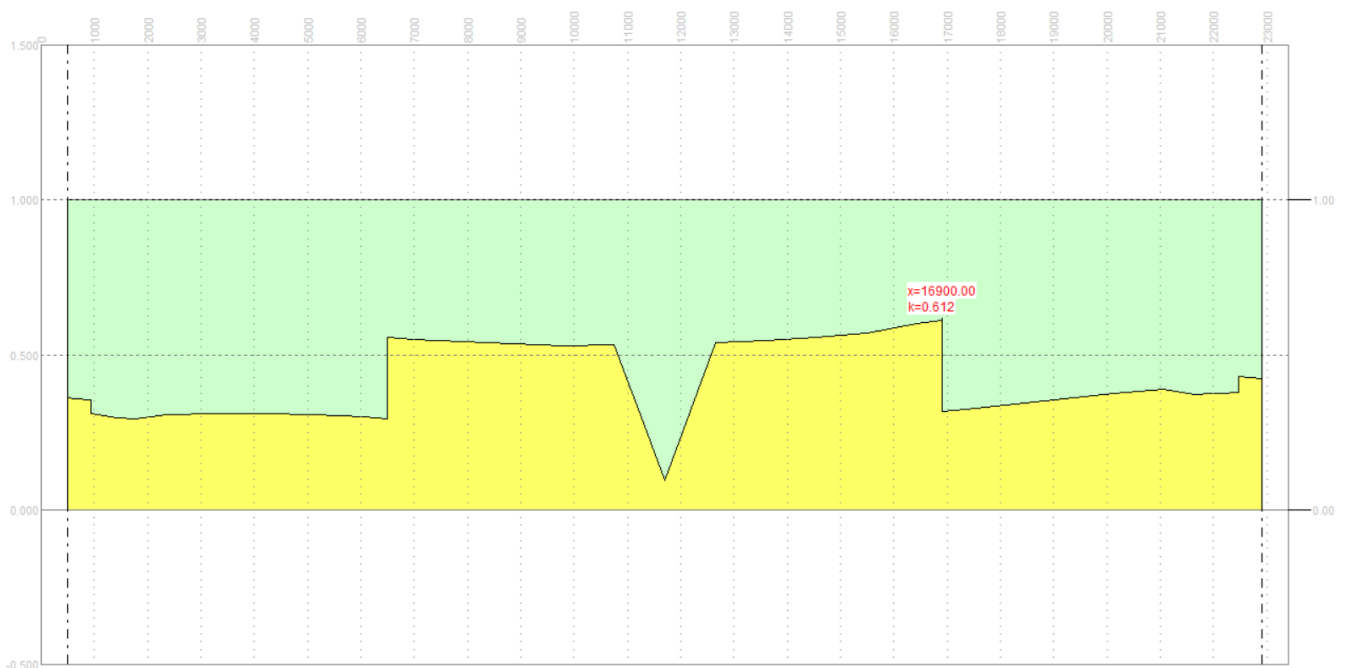
<armatura longitudinale non necessaria>

11.1.3.1.3.5 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.

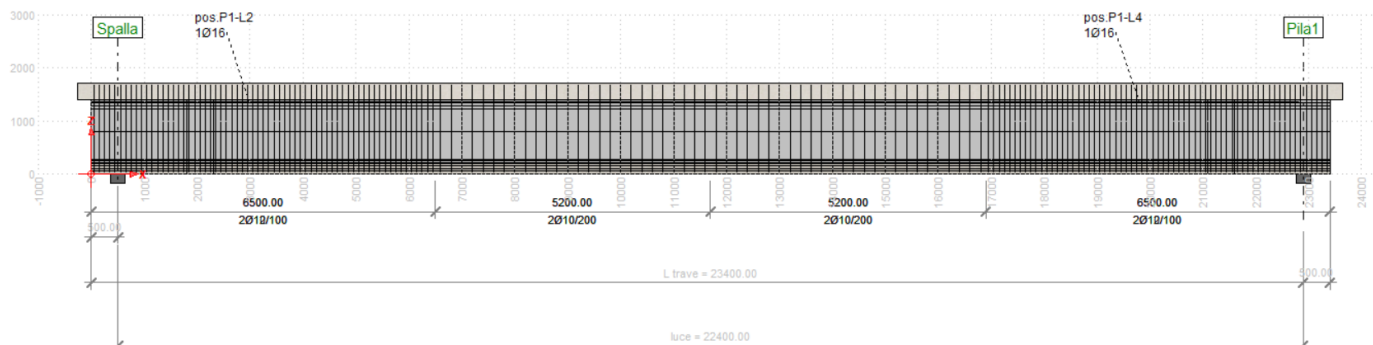
Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |104.00/1376.84| + |-949.18/1847.35| = 0.589$$

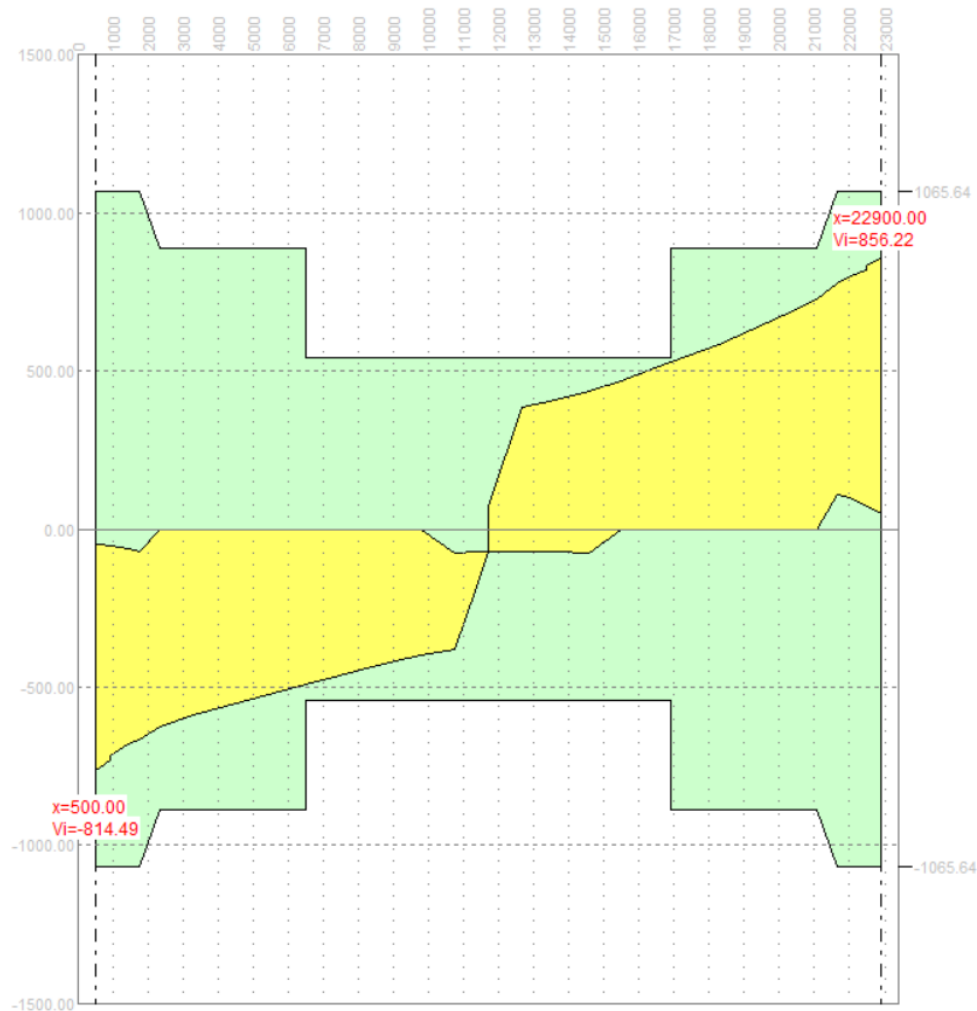


11.1.3.1.3.6 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0.480 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti risultano:



max valore di progetto scorrimento interfaccia	856.22	[KN/m]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-74.79	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±534.57	[KN/m]
staffe di collegamento	0.0016	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±903.37	[KN/m]



1.1.1.1 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 (= $70\varnothing$, con \varnothing 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:

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

con:

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

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:

$$A_a = F / \sigma_a$$

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 $\phi 10/10$ da distribuire su una lunghezza:

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

1.1.1.2 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:

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



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	83 di 99

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

1.1.1.3 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 Aa 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) = $35 \varnothing + H_0$; 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}	40 -
Precompressione risultante trefoli nel bulbo infer.	F_{pr}	7506 kN
Tensione normale nel baricentro della nervatura	σ_n	8.86 N/mm ²
Area della nervatura	A_A	760000 mm ²
Risultanti delle tensioni normali nella nervatura	R_A	6733.60 kN
Forza di scorrimento	S	772.40 kN
Inclinazione traiettoria di diffusione	β	0.59 rad
Tangente dell'angolo di diffusione	$\tan\beta$	0.67 -
Forza totale staffatura	T	520.64 kN
Tensione	σ_a	220 N/mm ²
Armatura trasversale di calcolo	A_a	23.67 cm ²
Distanza tra il bulbo inf. e il lembo superiore della trave	H_0	108 cm
Lunghezza di introduzione (distribuzione armatura)	L_e	161.2 cm

1.1.1.4 Calcolo delle armature a staffe

Nella zona compresa tra la testata e l'appoggio l'area di staffe necessaria è legata al solo fenomeno di "spreading" e vale:

$$A_{1,St} = A_{a_spreading} / L_e = 23.67 / 1.60 = 14.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

In appoggio si ha:

$$A_{2,St} = A_{1,St} + A_E$$

in cui A_E è l'area di staffe necessaria ad assorbire il taglio dei carichi esterni ed è uguale a:

$$A_E = \tau_e \times b / \sigma_a = 55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nel calcolo precedente la tensione σ_a è stata assunta uguale a 195 N/mm^2 per tener conto di eventuali fenomeni di fatica.

Risulta pertanto:

$$A_{2,St} = 70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

11.2 Verifiche a deformabilità

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

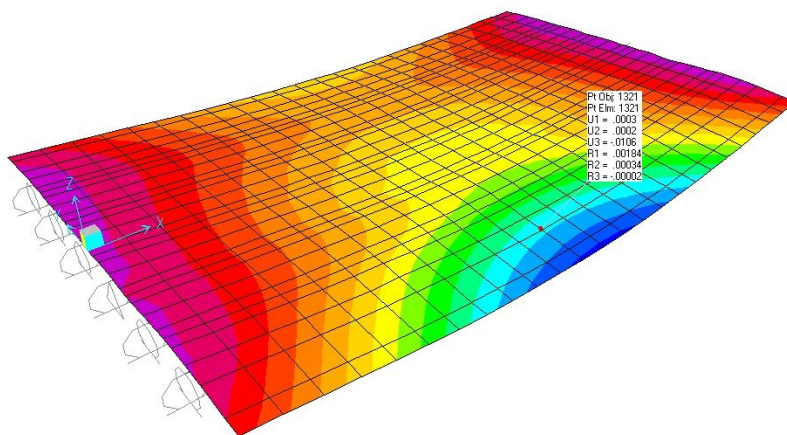


Figura 30: Spostamenti dir.-z della struttura in presenza dei carichi mobili (m)

Considerando la luce libera dell'impalcato, pari a 22.40 m ; lo spostamento massimo registrato, pari a 0.0106 m , risulta inferiore al limite consentito, pari a $22.40 \text{ m} / 700 = 0.032 \text{ m}$. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.3 Verifica a sollevamento impalcato

In questo paragrafo verrà eseguita la verifica dell'impalcato in condizioni di sollevamento per una eventuale sostituzione degli apparecchi d'appoggio. Il sollevamento avviene tramite martinetti disposti in mezzzeria alle travi centrali in asse con gli appoggi; lo schema di vincolo dell'impalcato rimane invariato, rispetto a quanto previsto in fase di esercizio. I carichi agenti durante le operazioni di sollevamento (e di abbassamento) dell'impalcato sono il



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	86 di 99

peso proprio della trave, il peso della soletta ed i permanenti portati. Gli elementi strutturali coinvolti, non subendo variazioni nella configurazione di carico e nello schema statico, risultano pertanto verificati anche in condizioni di sollevamento dell'impalcato.

Incremento dinamico = 0.10

Sbalzo sinistro = 0.50

Sbalzo destro = 0.50

11.3.1 Verifiche SLE - Tensioni sul calcestruzzo

x	Descrizione	estradosso trave		intradosso trave	
		σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
11.70	Mezzeria	-4.72	-4.72	-21.22	-21.22

11.3.2 .6.4.1.3 Verifiche a rottura per flessione

Mezzeria x=11.70

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=0.33}=0.00672$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	0.027	5558.44	-0.00350	1.40	-0.00007	0.55
(-)	0.872	-1521.02	0.00192	1.35	-0.00350	0.00

$M_{d,max} = 1374.41 > 5558.44$ $K_r=4.044$

11.4 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.

11.4.1 Sollecitazioni agenti e verifiche

1.1.1.5 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.

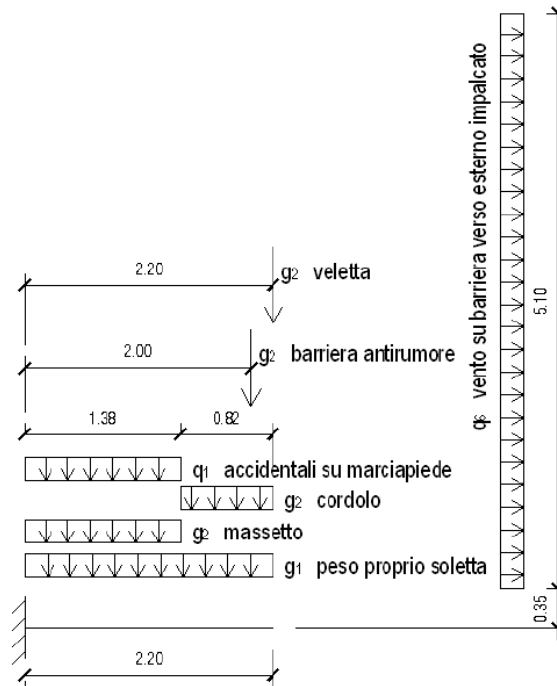


Figura 31: Schema statico di calcolo e carichi agenti

Luce di calcolo mensola	L_s	1.55	m
Peso proprio soletta	g_1	10.25	kN/m
Peso massetto	g_2	1.25	kN/m
Peso rete di protezione	g_2	3.75	kN
Peso veletta	g_2	6.25	kN
Carico accidentale su marciapiede	q_1	10.00	kN/m

1.1.1.6 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_{g_1}	-12.31	kNm
Momento di incastro dovuto ai carichi permanenti (massetto e cordolo)	M_{g_2}	-1.50	kNm

Momento di incastro dovuto alla rete di protezione	M_{g2}	-5.81	kNm
Momento di incastro dovuto alla veletta	M_{g2}	-9.69	kNm
Momento di incastro dovuto al carico accidentale sul marciapiede	M_{q1}	-12.01	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	$M_{SLE.R}$	-35.61	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione caratteristica rara 1	$N_{SLE.R}$	0.00	kN
Momento di incastro SLE - combinazione frequente 1	$M_{SLE.F}$	-30.81	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione frequente 1	$N_{SLE.F}$	0.00	kN
Momento di incastro SLE - combinazione quasi permanente	$M_{SLE.QP}$	-29.61	kNm
Sforzo normale di incastro SLE - combinazione quasi permanente	$N_{SLE.QP}$	0.00	kN

SOLLECITAZIONI SLU

Momento di incastro SLU - combinazione critica	M_{SLU}	-50.95	kNm
Sforzo normale di incastro SLU - combinazione critica	N_{SLU}	-0.00	kN

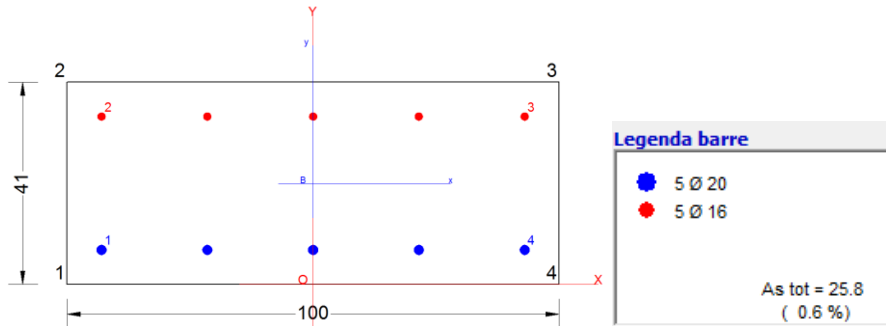
Si impiegano:

Armatura superiore	1 Φ 20/20
Armatura inferiore	1 Φ 16/20

1.1.1.7 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:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	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 $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C30/37	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	41.0
3	50.0	41.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	90 di 99

1	-42.8	7.2	20
2	-42.8	33.8	16
3	42.8	33.8	16
4	42.8	7.2	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	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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	50.95	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	35.61	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
---------	---	----	----



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	91 di 99

1 0.00 30.81 (92.01) 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	29.61 (92.01)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.4 cm

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

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	50.95	0.00	0.00	201.57	0.00	3.96	25.8(5.7)

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	0.170	-50.0	41.0	-0.00087	42.8	33.8	-0.01704	-42.8	7.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	92 di 99

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	0.000607622	-0.021412513	0.170	0.700

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	2.15	-50.0	41.0	-75.3	-42.8	7.2	1050	15.7

COMBINAZIONI RARE 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; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ 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
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac 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 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00049	0	0.500	20.0	62	0.00023 (0.00023)	438	0.099 (0.20)	92.01	0.00

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.
1	S	1.86	-50.0	41.0	-65.1	-42.8	7.2	1050	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	-0.00042	0	0.500	20.0	62	0.00020 (0.00020)	438	0.086 (0.20)	92.01	0.00



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	93 di 99

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	1.79	-50.0	41.0	-62.6	-21.4	7.2	1050	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	-0.00041	0	0.500	20.0	62	0.00019 (0.00019)	438	0.082 (0.20)	92.01	0.00

12 SINTESI SCARICHI APPOGGI

LATO FISSO

CASI DI CARICO		APP. 1 (MULTIDIR.)			APP. 2 (MULTIDIR.)			APP. 3 (FISSO)			APP. 4 (FISSO)			APP. 5 (MULTIDIR.)			APP. 6 (MULTIDIR.)		
Sigla	Descrizione	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	-119	260	0	67	160	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	23	0	0	29	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0
sis_x	Sisma longitudinale	15	0	0	14	0	0	12	130	285	12	130	285	14	0	0	15	0	0
sis_y	Sisma trasversale	23	0	0	19	0	0	4	123	92	15	126	92	3	0	0	24	0	0
sis_z	Sisma verticale	18	0	0	17	0	0	16	0	10	16	0	10	17	0	0	18	0	0

LATO MOBILE

CASI DI CARICO		APP. 7 (MULTIDIR.)			APP. 8 (MULTIDIR.)			APP. 9 (UNI-LONG)			APP. 10 (MULTIDIR)			APP. 11 (MULTIDIR.)			APP. 12 (MULTIDIR.)		
Sigla	Descrizione	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	52	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0
sis_x	Sisma longitudinale	15	0	0	14	0	0	12	0	0	12	0	0	14	0	0	15	0	0
sis_y	Sisma trasversale	23	0	0	7	0	0	12	250	0	12	0	0	5	0	0	22	0	0
sis_z	Sisma verticale	18	0	0	17	0	0	16	0	0	16	0	0	17	0	0	18	0	0

13 BAGGIOLI E RITEGNI

Si riporta a seguire il dimensionamento e la verifica dell'armatura trasversale a fenditura dei baggioli di dimensione 70x70 ed alti 30 cm.

13.1 Armatura a tranciamento

L'armatura longitudinale si dimensiona a tranciamento, rapportando la forza di taglio che agisce sui baggioli alla tensione di snervamento dell'acciaio per il numero totale di bracci che lavorano.

$$A = \frac{T_{agente}}{f_d}$$

A seguire si riportano le azioni dimensionanti:

APPARECCHIO D'APPOGGIO	CARICHI AGENTI			GEOMETRIA		
	N	F long	F trasv	a appoggio	d baggiolo	h _{bag}
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
MULTIDIREZIONALE	1570	-	-	510	700	180
UNIDIREZIONALE long	1352	-	337	510	700	180
FISSO	1352	365	287	510	700	180

Cautelativamente si raddoppia l'azione di taglio agente considerando l'incremento di sollecitazione su un appoggio.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA A TRANCIAMENTO (LONGITUDINALE)			
Massimo taglio agente	T	730	kN
Tensione snervamento acciaio	f _d	391.30	MPa
Area minima	A	33.37	cm ²
Numero di bracci	n	17	-
Diametro	φ	20	mm
Area resistente	A _R	54.008	cm ²
Fattore di sicurezza	F_s	1.67	-

13.2 Armatura trasversale

L'armatura trasversale si dimensiona in base alla forza di fenditura.

Il baggiolo di dimensione *d* su cui è poggiato l'apparecchio di appoggio di dimensione *a* soggetto ad una forza *P* avrà un andamento delle isostatiche di compressione di questo tipo:

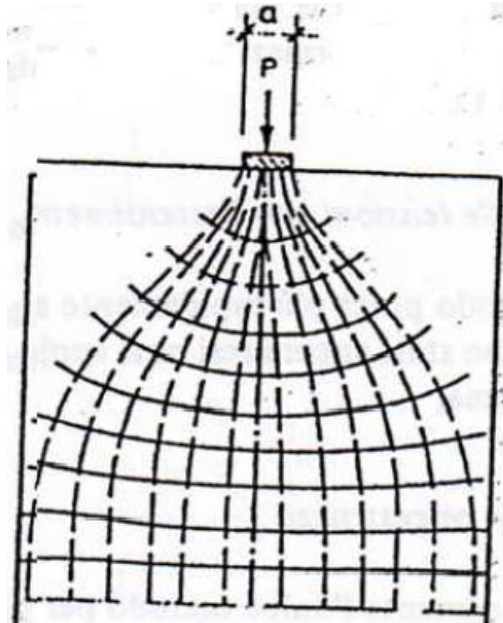


Figura 32: Andamento delle isostatiche di compressione

La curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y risulta essere quella riportata nella Figura di seguito.

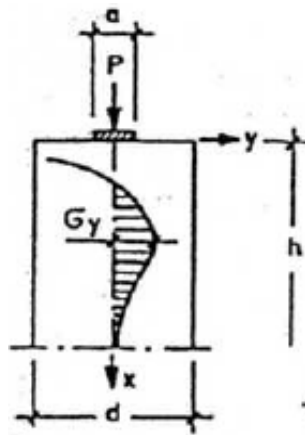


Figura 33: Curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y

Con l'area delle tensioni di trazione si ottiene la forza di fenditura $T = \int \sigma_y dx$ con la quale si deve dimensionare l'armatura.

Tale forza è pari a: $T = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	96 di 99

DIMENSIONAMENTO ARMATURA TRASVERSALE			
Massima forza di fenditura	F_{fend}	287	kN
Tensione snervamento acciaio	f_d	391.30	MPa
Area minima	A	7.33	cm ²
Diametro	ϕ	24	mm
Altezza utile di disposizione dell'armatura	h	10	cm
Passo	s	10.0	cm
Area resistente	A_R	9.04	cm ²
Dimensione baggiolo	d	0.70	m
Dimensione appoggio	a	0.51	m
Rapporto d/a	d/a	1.37	-
Altezza baggiolo	x	0.18	m
Rapporto x/d	x/d	0.26	-
Fattore di sicurezza	Fs	1.23	-

14 GIUNTI DI DILATAZIONE

14.1 Spostamenti

Si riporta a seguire la valutazione dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio mobili dell'impalcato in direzione longitudinale, effettuata conformemente a quanto prescritto nel par.2.5.2.1.5.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili":

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

In cui:

E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E_2 = spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica;

E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

k_1 = 0.45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k_2 = 0.55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti

d_{Ed} = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel par. 7.3.3.3 del DM 17.1.2018.

d_{eg} = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno.

In particolare, gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \times T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Per quanto riguarda il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g), questo può ottenersi utilizzando l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_D$$

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \text{ ed } E_L \geq E_i \text{ con } i = 1, 2, 3$$

In cui:

E_0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

E_i = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi:

$$E_L = \max (E_0; E_i)$$

Per garantire un valore minimo di escursione, in funzione della sismicità del sito, il valore E_L dovrà essere assunto non minore di:

$$E_L \geq 3,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,10 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,15m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) \geq 0,25 g$$

$$E_L \geq 2,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,10m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 g$$

con L pari alla lunghezza del ponte.

Si ottiene, in definitiva, per la pila di altezza massima (H=7m), tra quelle relative ad impalcati in c.a.p. di luce 24m:

Escursione totale dei giunti



NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	98 di 99

Azione termica				Azione sismica						Azione sismica in fondazione		Escursione giunti	
Limp	ΔT	Dt	E1	T1	dEe	μd	dE	k2	E2	dg	E3	k1	EL
[m]	[°]	[mm]	[mm]	[s]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]
24.00	22.5	5.40	10.8	0.37	5.33	1.93	10.29	0.55	22.63	27.64	55.29	0.45	39.9



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**CAVALCAFERROVIA - Relazione di calcolo impalcato
cap 24m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV0007001	A	99 di 99

14.2 Corsa degli apparecchi di appoggio mobili

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a $\pm(EL/2 + EL/8)$ con un minimo di $\pm(EL/2 + 15 \text{ mm})$. Risulta pertanto:

Corsa apparecchi di appoggio \pm **35 mm**

14.3 Escursione dei giunti

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a: $\pm(E_L/2 + 10\text{mm})$. Risulta pertanto:

Escursione dei giunti \pm **30 mm**

Si considera un giunto con un'escursione di 5.0 cm.

14.4 Ampiezza dei varchi

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcato adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a $V \geq E_L/2 + V_0$, con $V_0 = 20\text{mm}$.

Ampiezza del varco V_L **40 mm**

15 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

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