



CITTÀ METROPOLITANA
DI FIRENZE

DIPARTIMENTO SVILUPPO
AREA TERRITORIALE

INTERVENTO DI RISANAMENTO
DELL'IMPALCATO DEL PONTE SUL FIUME ARNO
TRA LE LOCALITÀ MARCIGNANA E BASSA
SULLA S.P. 11 PISANA PER FUCECCHIO

CIG: Z3E2B2A40D



PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

**RELAZIONE GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO**

TAVOLA N.

R.01

NOME FILE: R.01-R.11

Data redazione elaborato:

C.U.P.:

PRATICA N.

Giugno 2020

R.U.P.: Ing. Carlo Ferrante

PROGETTISTA:

Ing. Lorenzo Panerai
Via del Porcellatico, 17
59100 Prato

COLLABORATORI:

ACS Ingegneri
Via Catani 28/c 59100 Prato

CSP (SICUREZZA):

Ing. Monica Fiorillo
Viale Montegrappa, 177
59100 Prato

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	TIPO DI INTERVENTO STRUTTURALE	4
4	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	5
4.1	Materiali esistenti	5
4.1.1	Livello di conoscenza.....	5
4.1.2	Calcestruzzo	5
4.1.3	Acciaio	6
4.2	Materiali nuovi	7
4.2.1	Calcestruzzo per interventi su impalcato - LC30/33 (alleggerito).....	7
4.2.2	Calcestruzzo per interventi su spalle - C32/40.....	7
4.2.3	Acciaio da c.a.	7
4.2.4	Acciaio per barre da precompressione esterna.....	7
4.2.5	Acciaio da carpenteria S355	7
5	ANALISI DEI CARICHI	9
5.1	Carichi permanenti	9
5.1.1	Carichi permanenti strutturali G_1	9
5.1.2	Carichi permanenti portati G_2 – stato attuale.....	9
5.1.3	Carichi permanenti portati G_2 – stato di progetto.....	10
5.1.4	Confronto carichi permanenti	11
5.2	Azioni variabili.....	12
5.2.1	Carichi variabili da traffico - mezzi previsti dal Codice della Strada.....	12
5.2.2	Carichi variabili da traffico – condizioni di carico NTC	14
5.2.3	Azione del vento	15
5.3	Azione sismica	17
5.3.1	Generalità.....	17
5.3.2	Stati limite e relative probabilità di superamento	17
5.3.3	Categorie di sottosuolo.....	19
5.3.4	Condizioni topografiche.....	20
5.3.5	Valutazione dell’azione sismica.....	20
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE	27
6.1	Modello di calcolo.....	27
6.2	Load Case – modelli globali (intero impalcato).....	30
6.3	Combinazioni di carico – modelli globali (intero impalcato)	30

6.4	Load Case – modelli locali (soletta).....	31
6.5	Combinazioni di carico – modelli locali (soletta)	31
7	VERIFICHE	32
7.1	Appoggi.....	32
7.1.1	Stato attuale.....	32
7.1.2	Stato di progetto	33
7.2	Travi principali in c.a.p.	34
7.2.1	Travi interne	34
7.2.2	Travi laterali.....	38
7.3	Traversi.....	50
7.3.1	Traversi di campata	50
7.3.2	Traversi di testata	52
7.4	Soletta d’impalcato.....	55
7.4.1	Zona corrente	55
7.4.2	Zona a sbalzo	60
7.5	Riepilogo risultati	62

1 PREMESSA

La presente relazione riferisce sulla valutazione della sicurezza e sul progetto di rinforzo statico dell'impalcato del ponte sul fiume Arno fra le località Marcignana e Bassa – SP11 – “Pisana per Fucecchio”.

Il progetto prevede (per le fasi di lavoro si vedano le tavole allegate):

- demolizione dei cordoli e pavimentazione stradale esistente;
- demolizione porzioni di soletta (realizzata mediante getto su lastra predalles) presente sopra alle due pile;
- allargamento impalcato (da 9.35m a 9.95m) e incremento spessore soletta (da mediamente 13 cm a 20cm) con getto di calcestruzzo alleggerito;
- realizzazione cordoli in c.a. per alloggiamento barriere di sicurezza (non presenti allo stato attuale);
- realizzazione marciapiede in c.a. con predisposizione per passaggio tubazioni;
- rinforzo traversi di testata mediante ringrosso della sezione e getto nuova soletta a sbalzo in c.a. alleggerito nelle zone di giunto;
- rinforzo travi in c.a.p. laterali mediante precompressione esterna realizzata con barre tipo Dywidag;
- sostituzione giunti di pavimentazione;
- sostituzione dei 4 appoggi mobili esistenti (per campata) con due appoggi multidirezionali e due appoggi trasversali e conseguente realizzazione di nuovi baggioli;
- ripristino corticale delle travi in c.a.p. ammalorate;

Il presente progetto riguarda esclusivamente il rinforzo statico degli impalcati del ponte, realizzato considerando i carichi variabili da traffico derivanti dal transito di una serie di automezzi previsti dal Codice della Strada.

Gli interventi di progetto sono stati finalizzati a poter riaprire la struttura, come concordato preliminarmente con la Committenza, secondo le seguenti condizioni di transito:

- **Circolazione regolamentata di doppia corsia sull'intero sviluppo del ponte con carico limite massimo a 75 qli;**
- **Circolazione con il passaggio dell'autobus di linea da 195 qli (un asse da 75 qli e una asse da 120 qli distanziati di 6 mt) di lunghezza complessiva 12 mt;**

Esclusivamente per il dimensionamento dei dispositivi di appoggio sono stati considerati i carichi da traffico prevista dalla normativa vigente e l'azione del sisma.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

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

Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

DM 17 01 2018 Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare esplicativa n°7 del 21/01/2019 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Laddove esplicitamente richiesto dal D.M. 2018, ma anche per eventuali chiarimenti ed integrazioni, si fa riferimento agli Eurocodici che il D.M. 2018 ritiene coerenti con i propri principi di base. Il riferimento agli Eurocodici è condotto mediante il:

D.M. 31 Luglio 2012 – Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

UNI-EN 1992 – Eurocodice 2: progettazione strutture di calcestruzzo

UNI-EN 1993 – Eurocodice 3: progettazione strutture di acciaio

UNI-EN 1998 – Eurocodice 8: progettazione strutture in zona sismica

3 TIPO DI INTERVENTO STRUTTURALE

Gli interventi di progetto sono stati finalizzati a poter riaprire la struttura, come concordato preliminarmente con la Committenza, secondo le seguenti condizioni di transito:

- **Circolazione regolamentata di doppia corsia sull'intero sviluppo del ponte con carico limite massimo a 75 qli;**
- **Circolazione con il passaggio dell'autobus di linea da 195 qli (un asse da 75 qli e una asse da 120 qli distanziati di 6 mt) di lunghezza complessiva 12 mt;**

L'intervento si configura come Intervento Locale ai sensi del paragrafo 8.1 e seguenti della NTC2018.

Non è stato variato lo schema statico degli impalcati e della struttura in genere.

Non è stata fatta alcuna miglioria dal punto di vista sismico (in accordo con il Committente).

Sono stati ridotti (di circa il 2 % complessivo) le masse sismiche.

4 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.1 Materiali esistenti

4.1.1 Livello di conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive (indagini eseguite), si determina il “livello di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Al ponte esistente Motta, oggetto della presente relazione tecnica, si attribuisce un livello di conoscenza LC1, ovvero un fattore di confidenza $FC = 1,35$ da applicarsi sia al calcestruzzo esistente che all'acciaio esistente (armatura lenta e armatura di precompressione).

4.1.2 Calcestruzzo

Per la caratterizzazione del calcestruzzo si è sono utilizzate le prove eseguite sulle n° 17 carote in calcestruzzo prelevate in diverse parti della struttura. Su di esse sono state effettuate le seguenti prove:

- Determinazione della massa volumica;
- Determinazione della profondità di carbonatazione;
- Rottura a compressione.

Nella seguente tabella si riportano i risultati ottenuti in termini di massa volumica (M_V) e di Resistenza a compressione (R_C).

Risultati prove di compressione carote cls – ponte “Motta” sul fiume Arno tra le località Marcignana e Bassa (FI) sulla SP11 “Pisana per Fucecchio Certificato di prova n° 4647 del 19.09.2019 rif. V.A. 584/931 del 04.04.2019 – Laboratorio Sigma srl					
Data prova	Sigla	Ubicazione	h/d	R_c (N/mm ²)	M_V (kg/m ³)
24/04/2019	C1	Spalla lato Bassa	1	47,1	2232
24/04/2019	C2	Spalla lato Bassa	1	47,3	2321
24/04/2019	C3	I trave da monte - Campata Bassa	1	44,7	2366
24/04/2019	C4	IV trave da monte - Campata Bassa	1	46,4	2352
24/04/2019	C5	IV trave da monte - Campata Centrale	1	38,6	2297
24/04/2019	C6	IV trave da monte - Campata Marcignana	1	30,3	2300
24/04/2019	C7	Pila Marcignana – lato sinistro	1	38,9	2333
24/04/2019	C8	I trave da monte - Campata Marcignana	1	62,3	2343
24/04/2019	C9	I trasverso – Campata Centrale	1	49,5	2345
24/04/2019	C10	Pila Marcignana – lato destro	1	28,2	2356
24/04/2019	C11	I trave da monte - Campata Centrale	1	57,7	2361
24/04/2019	C12	Soletta fra I e II trave da monte - Campata Centrale	1	31,2	2288
24/04/2019	C13	Soletta fra III e IV trave da monte - Campata Bassa	1	36,8	2369
24/04/2019	C14	Pila Bassa – lato destro	1	38,1	2532
24/04/2019	C15	I trasverso – Campata Bassa	1	45,2	2344
24/04/2019	C16	Base Pila Bassa – lato destro	1	41,4	2402
24/04/2019	C17	Soletta fra III e IV trave da monte - Campata Marcignana	1	30,0	2329

I rapporti tra il diametro e l'altezza delle carote è pari a 1, quindi, le resistenze ottenute in laboratorio sulle carote possono ritenersi coincidenti alle resistenze cubiche.

Per determinare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo costituenti gli elementi strutturali dell'opera oggetto della presente relazione tecnica, è stato fatto riferimento alle "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Considerando il fattore di confidenza $FC=1.35$ si perviene alle resistenze di calcolo:

Travi impalcato $R_{ck} = 34,30 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 28,47 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi duttili) $f_{cd,D} = 0,85 \times 28,47 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 17,93 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi fragili) $f_{cd,F} = 0,85 \times 28,47 \text{ N/mm}^2 / (1,35 \times 1,5) = 11,95 \text{ N/mm}^2$

Trasversi $R_{ck} = 41,35 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 34,32 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi duttili) $f_{cd,D} = 0,85 \times 34,32 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 21,61 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi fragili) $f_{cd,F} = 0,85 \times 34,34 \text{ N/mm}^2 / (1,35 \times 1,5) = 14,41 \text{ N/mm}^2$

Soletta $R_{ck} = 32,67 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 27,12 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi duttili) $f_{cd,D} = 0,85 \times 27,12 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 17,08 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi fragili) $f_{cd,F} = 0,85 \times 27,12 \text{ N/mm}^2 / (1,35 \times 1,5) = 11,38 \text{ N/mm}^2$

4.1.3 Acciaio

Per valutare la resistenza dell'acciaio in situ sono stati prelevati campioni di armatura relativi sia alle armature da precompressione che alle armature ordinarie da c.a.

Risultati prove di trazione acciaio armature (armatura ordinaria da c.a. e armatura da precompressione) – ponte "Motta" sul fiume Arno tra le località Marcignana e Bassa (FI) sulla SP11 "Pisana per Fucecchio" Certificato di prova n° 4648 del 19.09.2019 rif. V.A. 584/931 del 04.04.2019 – Laboratorio Sigma srl						
Data prova	Sigla	Φ (mm)	Tipo di barra	Snervamento F_y (N/mm ²)	Rottura F_t (N/mm ²)	Allung. a rottura A_5 (%)
02/05/2019	FT1	5	c.a.p.	-	1608	-
02/05/2019	FT2	5	c.a.p.	-	1609	-
02/05/2019	FT3	5	c.a.p.	-	1708	-
02/05/2019	F1	12	Tondo liscio	637	857	17

Sulla base dei risultati illustrati nelle precedente tabella, per condurre le verifiche illustrate nella presente relazione tecnica, considerando il fattore di confidenza $FC=1.35$, si perviene alle seguenti resistenze di calcolo:

Acciaio per armature da precompressione $f_{ik} = 1640 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 0,9 \times f_{yk} = 1476 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi duttili) $f_{yd,D} = 1476 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 1093 \text{ N/mm}^2$
 resistenza di progetto (meccanismi fragili) $f_{yd,F} = 1476 \text{ N/mm}^2 / (1,35 \times 1,15) = 950 \text{ N/mm}^2$

Acciaio armature ordinarie (si assume un FeB44k) $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto (meccanismi duttili) $f_{yd,D} = 430 \text{ N/mm}^2 / 1.35 = 318.5 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto (meccanismi fragili) $f_{yd,F} = 430 \text{ N/mm}^2 / (1.35 \times 1.15) = 276.9 \text{ N/mm}^2$

4.2 Materiali nuovi

4.2.1 Calcestruzzo per interventi su impalcato - LC30/33 (alleggerito)

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Calcestruzzo alleggerito $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione LC30/33

Classe di consistenza S5

Classe di esposizione: XC4-XD1-XF2

4.2.2 Calcestruzzo per interventi su spalle - C32/40

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C32/40

Classe di consistenza S5

Classe di esposizione: XC4-XD1-XF2

4.2.3 Acciaio da c.a.

Acciaio B450C (FeB44k Controllato)

$f_{ynom} > 450 \text{ N/mm}^2$; $f_{tnom} > 540 \text{ N/mm}^2$

$1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$; $(f_y/f_{tnom})_k < 1.25$

4.2.4 Acciaio per barre da precompressione esterna

Barre tipo Dywidag – Acciaio Y 1050

4.2.5 Acciaio da carpenteria S355

L'acciaio strutturale (profilati), sarà del tipo S355JR (ex Fe 510c) avente le seguenti caratteristiche minime:

tensione di rottura a trazione $\geq 510 \text{ N/mm}^2$

tensione di snervamento $\geq 355 \text{ N/mm}^2$

i bulloni per i collegamenti saranno della classe 8.8

i bulloni per gli ancoraggi saranno della classe 8.8

Serraggio bulloni secondo normativa

Tutte le saldature dovranno essere eseguite da saldatori qualificati e dovranno essere conformi alle norme UNI (classe di esecuzione EXC3). Salvo diversa indicazione tutte le saldature d'angolo saranno continue e lo spessore delle saldature dovrà essere pari a $7/10$ dello spessore minimo della piastra da saldare. Dove non diversamente indicato le saldature tra i diversi elementi strutturali sono previste a completa penetrazione.

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi che gravano sulla struttura. Le azioni considerate sono costituite essenzialmente dai carichi permanenti e dalle azioni variabili legate al traffico dei mezzi stradali.

5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Carichi permanenti strutturali G_1

L'opera in esame è stata realizzata in c.a., per cui le azioni gravitazionali sono state determinate in base alle dimensioni geometriche effettive degli elementi strutturali assumendo per il materiale un peso dell'unità di volume pari a 25 kN/m^3 .

5.1.2 Carichi permanenti portati G_2 – stato attuale

Per la valutazione dei carichi permanenti portati è stato fatto riferimento ai saggi condotti per determinare le stratigrafie attualmente presenti sul ponte in esame.

Carico permanente sul piano viario (sondaggio "A")

1° strato di tappeto di usura	$0,045 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 =$	$0,90 \text{ kN/m}^2$
2° strato di tappeto di usura	$0,065 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 =$	$1,30 \text{ kN/m}^2$
Pavimentazione in porfido	$0,080 \text{ m} \times 26 \text{ kN/m}^3 =$	$2,08 \text{ kN/m}^2$
Strato di sabbia	$0,030 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3 =$	$0,51 \text{ kN/m}^2$
Strato di massetto in cls	$0,020 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 =$	$0,48 \text{ kN/m}^2$
Impermeabilizzazione (guaina bituminosa 1,50 cm)		$0,15 \text{ kN/m}^2$
	Complessivo	$5,42 \text{ kN/m}^2$

Carico permanente sul piano viario (sondaggio "B")

strato di tappeto di usura	$0,080 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 =$	$1,60 \text{ kN/m}^2$
Pavimentazione in porfido	$0,075 \text{ m} \times 26 \text{ kN/m}^3 =$	$1,95 \text{ kN/m}^2$
Strato di sabbia	$0,025 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3 =$	$0,43 \text{ kN/m}^2$
Strato di massetto in cls	$0,025 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 =$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
Impermeabilizzazione (guaina bituminosa 1,50 cm)		$0,15 \text{ kN/m}^2$
	Complessivo	$4,73 \text{ kN/m}^2$

Ai fini dei calcoli illustrati nella presente relazione di calcolo, si assume un carico permanente portato sul piano viario dell'impalcato pari a $5,0725 \text{ kN/m}^2$ ($b=7,42 \text{ m}$).

Carico permanente su marciapiede/cordolo (per ciascun marciapiede/cordolo b=0,97 m)

Cordonati	1,875 kN/m
Beole (sp. 7 cm)	1,138 kN/m
Ringhiera di protezione	0,40 kN/m
Tubazioni acqua (n° 2 tubi Φ 140 mm)	0,31 kN/m
Sottostrato di cls	3,1875 kN/m
Complessivo	6,908 kN/m

5.1.3 Carichi permanenti portati G_2 - stato di progetto

Per la valutazione dei carichi permanenti portati è stato fatto riferimento ai saggi condotti per determinare le stratigrafie attualmente presenti sul ponte in esame.

Carico permanente sul piano viario (b=7,00 m)

getto integrativo soletta (h=7cm)	$0,07 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	1,12 kN/m ²
impermeabilizzazione		0,15 kN/m ²
getto cls per pendenze ($h_{\text{media}}=3.5\text{cm}$)	$0,035 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	0,56 kN/m ²
pavimentazione stradale (h=10cm)	$0,10 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 =$	2,00 kN/m ²
Complessivo		3,83 kN/m²

Carico permanente su marciapiedi (b=1,95 m)

getto integrativo soletta (h=7cm)	$0,07 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	1,12 kN/m ²
impermeabilizzazione		0,15 kN/m ²
getto cls per marciapiede ($h_{\text{media}}=22\text{cm}$)	$0,22 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	3,52 kN/m ²
pavimentazione marciapiede (h=2cm)	$0,02 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 =$	0,40 kN/m ²
Complessivo		5,19 kN/m²

Carico permanente su cordoli (per ciascun cordolo b=0,50 m)

getto per allargamento impalcato (h=13cm)	$0,30 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	0,624kN/m
getto integrativo soletta (h=7cm)	$0,50 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	0,56 kN/m
impermeabilizzazione	$0,50 \text{ m} \times 0,15 \text{ kN/m}^2 =$	0,075kN/m
getto cls per cordolo ($h_{\text{media}}=22\text{cm}$)	$0,50 \text{ m} \times 0,22 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 =$	1,76 kN/m
barriera		1,50 kN/m
Tubazioni acqua (n° 2 tubi Φ 200 mm)		0,50 kN/m
Complessivo		5,019kN/m

5.1.4 Confronto carichi permanenti

Si riporta di seguito il confronto tra i pesi permanenti al metro di lunghezza, presenti sull'impalcato nella configurazione attuale ed in quella allo stato di progetto.

Pesi permanenti portati stato attuale

- peso proprio travi ($A=0,649 \text{ m}^2$)	$4 \times 0,649 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	64,92 kN/m
- peso proprio della soletta esistente ($h=13\text{cm}$)	$9,35 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	30,39 kN/m
- peso permanente portato su piano viario	$7,42 \text{ m} \times 5,0725 \text{ kN/m}^2 =$	37,64 kN/m
- peso permanente portato su cordoli	$2 \times 6,908 \text{ kN/m} =$	13,82 kN/m
	Complessivo	146,76 kN/m

Pesi permanenti portati stato di progetto

- peso proprio travi ($A=0,649 \text{ m}^2$)	$4 \times 0,649 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	64,92 kN/m
- peso proprio della soletta esistente ($h=13\text{cm}$)	$9,35 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	30,39 kN/m
- peso permanente portato su piano viario	$7,00 \text{ m} \times 3,83 \text{ kN/m}^2 =$	26,81 kN/m
- peso permanente portato su marciapiede	$1,95 \text{ m} \times 5,19 \text{ kN/m}^2 =$	10,12 kN/m
- peso permanente portato su cordoli	$2 \times 5,019 \text{ kN/m} =$	10,04 kN/m
- peso proprio nuove barre tipo Dywidag	$2 \times 4 \times 0,1 \text{ kN/m}^2 =$	0,80 kN/m
- peso deviatori in piastre metalliche ($P_{tot} \approx 48,5 \text{ kN}$)	$48,5 \text{ kN} / 32,35 \text{ m} =$	1,50 kN/m
	Complessivo	144,58 kN/m

Il carico permanente complessivo dell'impalcato allo stato di progetto è inferiore di circa il 2 % rispetto alla configurazione allo stato attuale.

5.2 Azioni variabili

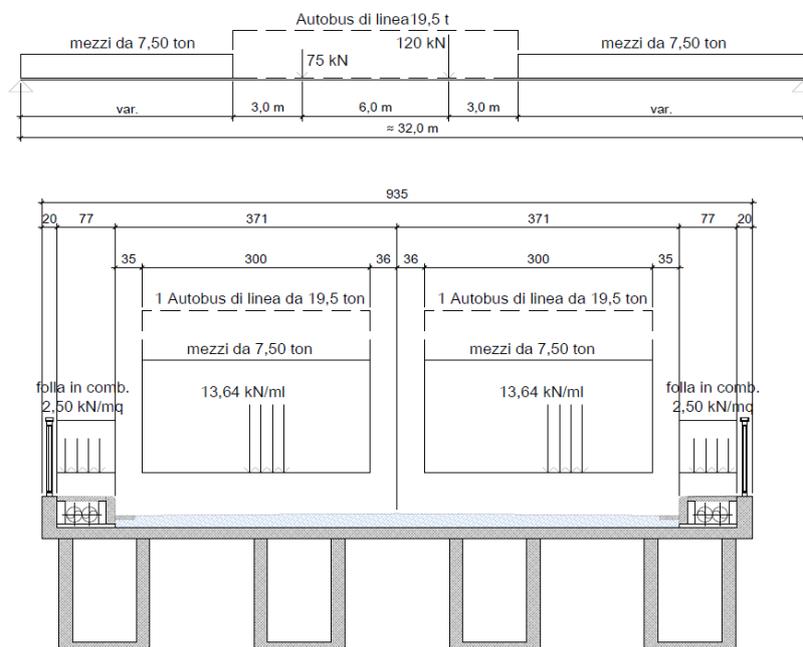
5.2.1 Carichi variabili da traffico - mezzi previsti dal Codice della Strada

Per la valutazione della sicurezza si sono considerate le azioni derivanti dal transito di una serie di automezzi previsti dal Codice della Strada che occupano l'intera campata del ponte. La configurazione di carico considerata consiste nei seguenti carichi:

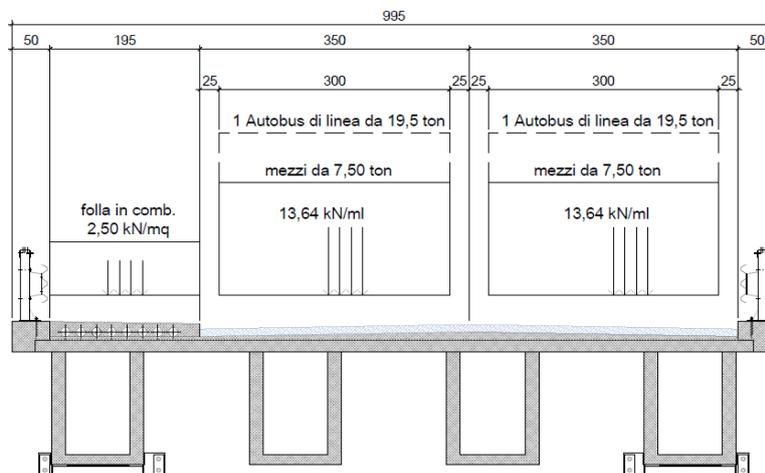
- una o due corsie composte da mezzi da 7,50 ton e un autobus di linea da 19,5 ton (un asse da 7,5 ton e un asse da 12,0 ton distanziati di 6 m) di 12,0 m di lunghezza complessiva;
- folla definita come indicato nelle NTC 2018 (valore in combinazione $2,50 \text{ kN/m}^2$).

Di seguito la distribuzione trasversale dei carichi allo stato attuale e allo stato di progetto:

Stato attuale



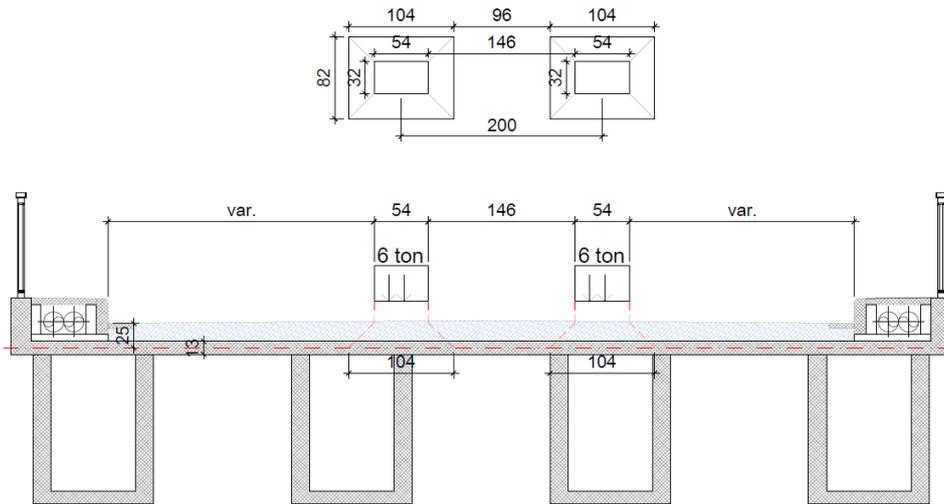
Stato di progetto



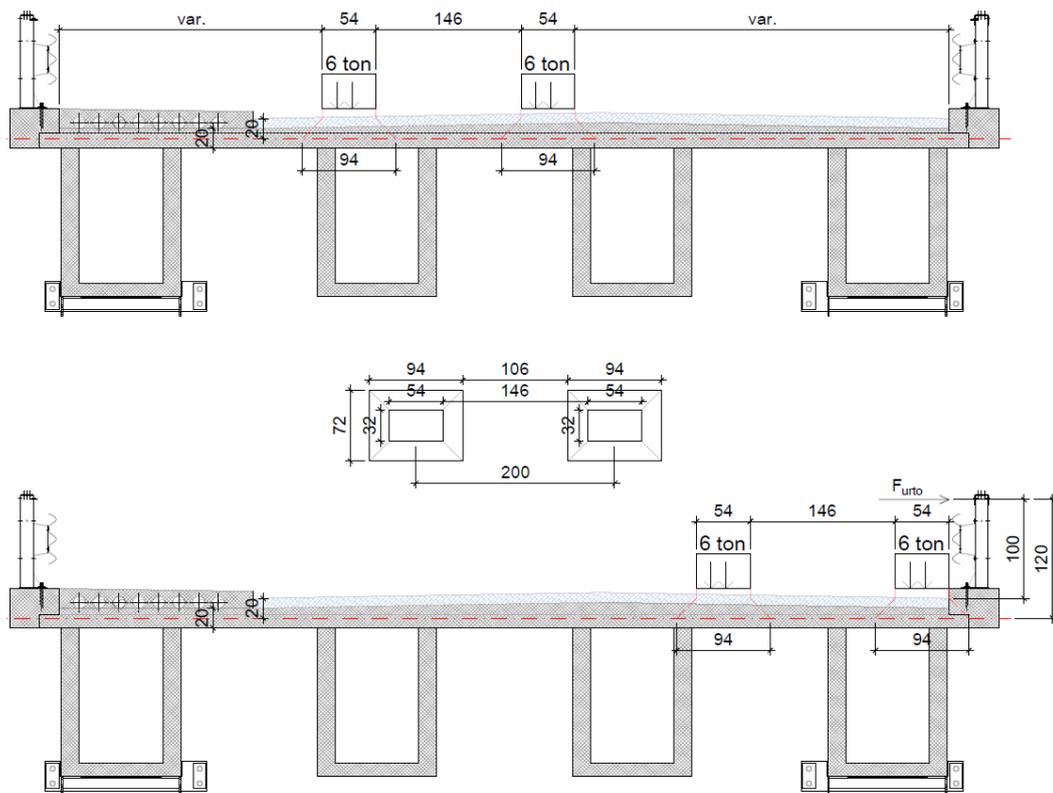
Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si è considerato il carico dell'asse più pesante dell'autobus (12 ton) distribuito su due impronte di dimensioni 0,54 m x 0,32 m (pneumatico tipo B Tab. 5.1.IX delle NTC 2018). Si è inoltre considerata la diffusione dei carichi a 45° attraverso la pavimentazione e la soletta d'impalcato. Allo stato di progetto, in cui sono state inserite le barriere di sicurezza, si è considerata anche la combinazione di carico composta dalle forze equivalenti all'urto da veicolo in svio (100 kN) più il carico dell'impronta definito in precedenza.

Si riporta nelle immagini seguenti la distribuzione trasversale dei carichi considerata allo stato attuale e allo stato di progetto:

Stato attuale



Stato di progetto



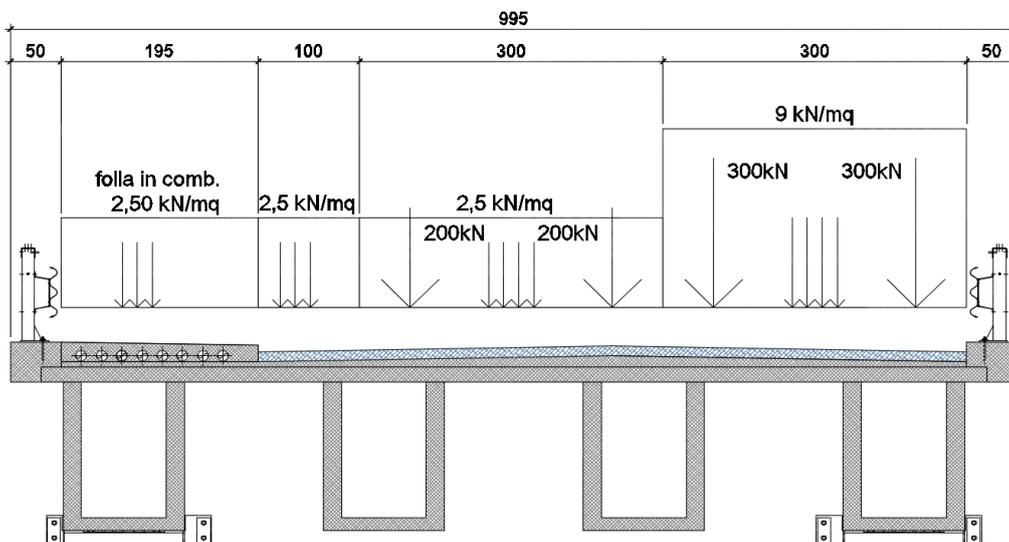
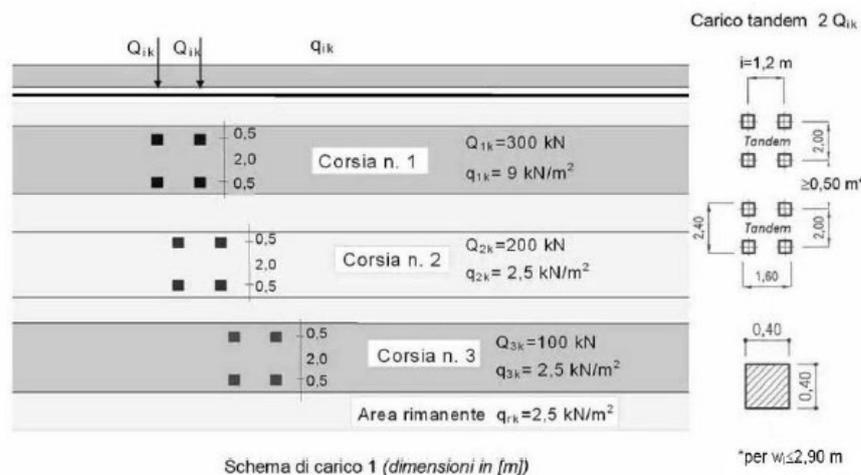
5.2.2 Carichi variabili da traffico – condizioni di carico NTC

Per la scelta dei nuovi dispositivi di appoggio si sono considerati i carichi variabili da traffico previsti dalla normativa di riferimento (N.T.C. 2018 §5.1.3.3) per i ponti stradali.

Il numero massimo di corsie convenzionali di carico aventi larghezza 3,00 m e compatibili con la larghezza della carreggiata, è pari a due. La disposizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le condizioni di progetto più sfavorevoli. Si considera lo Schema di Carico 1 così definito:

- Prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale pari a 3,00 m;
- Seconda colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{2k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale pari a 3,00 m;
- Terza colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{3k} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale pari a 3,00 m;
- Quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da carico uniformemente distribuito $q_{rk} = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

I valori dei carichi stradali forniti dalle vigenti NTC2018 sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica. La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa sono:



5.2.3 Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato al § 3.3 delle NTC2018. La pressione cinetica viene calcolata con la formula di seguito indicata:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

nella quale q_b è la pressione cinetica di riferimento, c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente aerodinamico e c_d è il coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento si determina con la relazione seguente (§ 3.3.6 – NTC2018):

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

in cui ρ rappresenta la densità dell'aria (1,25 kg/m³) e v_b è la velocità di riferimento del vento.

La costruzione ricade in **Zona 3** in quanto situato in provincia di Firenze (Fig. 3.3.I – NTC2018) ad una quota di circa 25 m sul livello del mare. Quindi, dalla Tabella 3.3.I si ricava $v_{b0} = 27$ m/s, $a_0 = 500$ m e $k_s = 0,37$. La velocità di riferimento si ottiene dalla relazione seguente (§ 3.3.1 – NTC2018) considerando un periodo di ritorno di **50 anni**:

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

$$\begin{aligned} c_a &= 1 && \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_a &= 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

La velocità di riferimento v_b risulta quindi pari a 27 m/s.

La pressione cinetica di riferimento risulta invece pari a **0,456 kN/m²**.

Considerando una classe di rugosità del terreno di tipo **C** (Tabella 3.3.III – NTC2018), dalla Figura 3.3.2 si evince che la categoria è la **III**. Dalla Tabella 3.3.II si ottengono i parametri $k_r = 0,20$, $z_0 = 0,10$ m e $z_{min} = 5,00$ m. Il coefficiente di esposizione si determina con la relazione (§ 3.3.7 – NTC2018):

$$c_e = k_r^2 c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \left[7 + c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right]$$

la quale, considerando un coefficiente di topografia pari a $c_t = 1$ e i coefficienti definiti in precedenza (per quote inferiori a 5 m, in base a quanto specificato nella norma), assume la forma:

$$c_e = 0,04 \ln(10 z) [7 + \ln(10 z)]$$

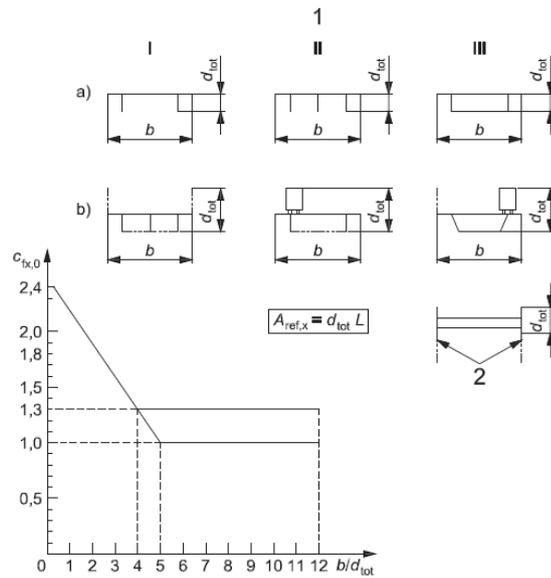
Il coefficiente di esposizione c_e si assume quindi pari a **2,311**.

In funzione della geometria dell'impalcato, in presenza di traffico (ponte carico), il coefficiente aerodinamico per l'impalcato del ponte in esame risulta pari a **1,90** (Eurocodice 1-1-4).

figura 8.3 Coefficiente di forza per i ponti, $c_{fx,0}$

Legenda

- a) Fase di costruzione, parapetti aperti (aperti più del 50%) e barriere di sicurezza aperte
 - b) Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico
- 1 Tipo di ponte
2 Travi reticolari separatamente



Il coefficiente dinamico è assunto pari a **1,00**.

La pressione del vento risulta quindi uguale a: $0,456 \text{ kN/m}^2 \times 2,311 \times 1,90 \times 1,00 = 2,20 \text{ kN/m}^2$

5.3 Azione sismica

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui ai §§ 2.5.3 e 3.2. Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2j} = 0,0$.

Ove necessario, per esempio per ponti di zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

Dati di Verifica

Nel caso in esame per gli effetti delle azioni sismiche è stato fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi ed ai carichi permanenti.

5.3.1 Generalità

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

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.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*_C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

5.3.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU), sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed

orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

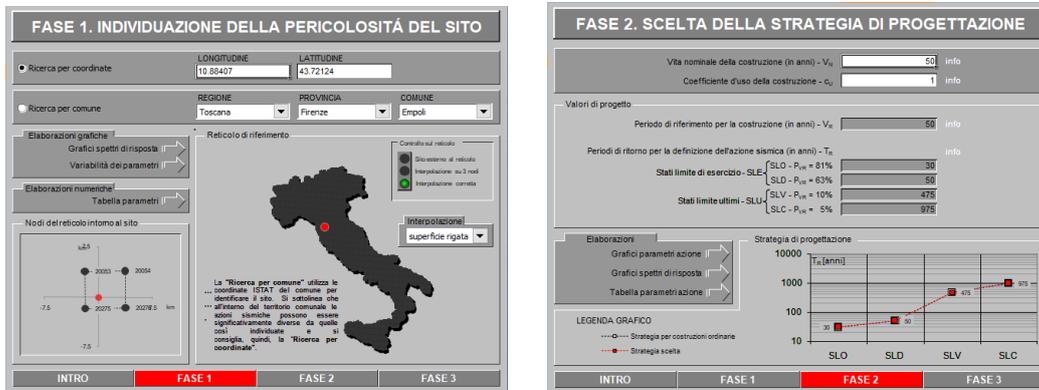
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nel caso in esame si adottano come riferimento i valori relativi alla località Marcignana nel Comune di Empoli (FI) (longitudine 10°53'2,65" / latitudine 43°43'16,45") ottenendo quindi i valori di riferimento di progetto mediante interpolazione lineare di punti prossimi al sito in esame e adottando valori cautelativamente approssimati per eccesso.



Dati di calcolo

Nel caso in esame assumiamo per la verifica delle opere d'arte:

Vista utile 50 anni

Classe d'uso II

SLV : T_R 475 ag 0,121 F_0 2,507 T^*C 0,288 sec

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*C [s]
SLO	30	0.044	2.555	0.244
SLD	50	0.053	2.575	0.256
SLV	475	0.121	2.507	0.288
SLC	975	0.159	2.410	0.293

5.3.3 Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio dell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa d'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Dati di Verifica

Nel caso in esame si è assunto il sito in esame in categoria di sottosuolo C.

5.3.4 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

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

Dati di Verifica

Nel caso in esame, mediante analisi del sito, si è identificato il sito in categoria topografica T1.

5.3.5 Valutazione dell'azione sismica

5.3.5.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge sia caratterizzato da un 'accelerazione al suolo, così come definita nel § 3.2.3.2, pari a $a_g \geq 0,15 g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita nei successivi paragrafi.

5.3.5.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

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

nelle quali:

T è il periodo di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione $T_C = C_C \cdot T^*_C$

dove T^*_C è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*_C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T^*_C è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV - Espressioni di S_S e di C_C

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

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume un valore unitario.

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

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

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale)

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,50}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

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

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

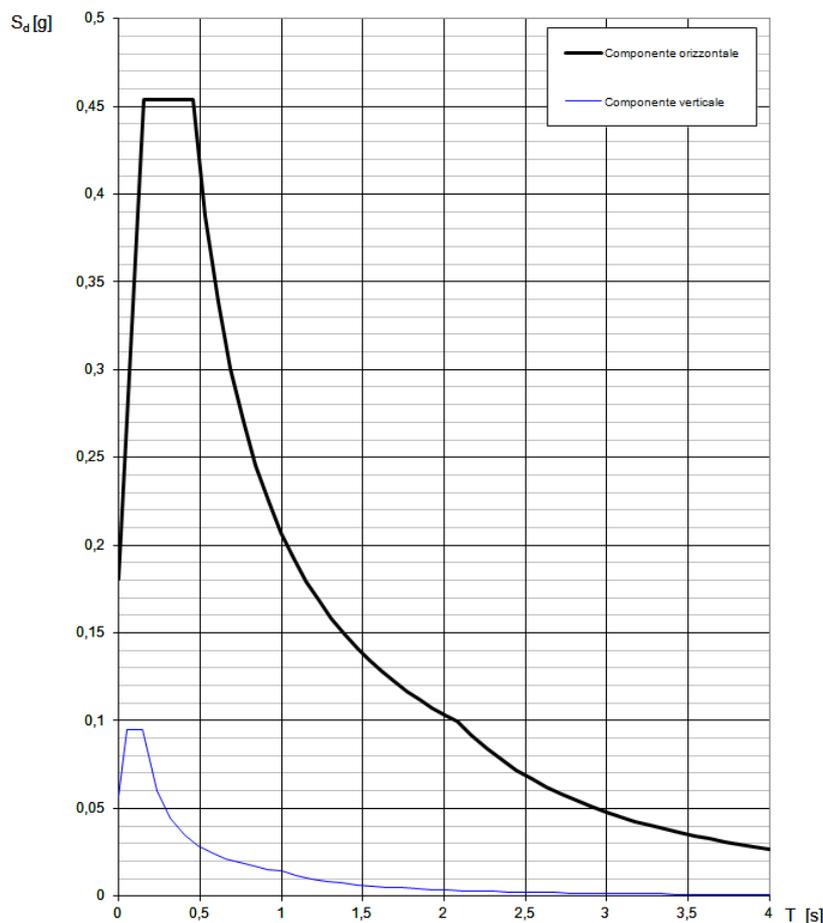
Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V.

5.3.5.3 Spettri di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito della plasticizzazione. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (vedi §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 delle NTC2018 (Tabella 7.3.I). Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

Dati di Verifica

Nel progetto in esame, che concerne il rinforzo degli impalcati del ponte sotto azioni statiche, la valutazione dell'azione sismica viene eseguita per la sola verifica degli apparecchi d'appoggio. Il fattore di comportamento scelto è quindi $q=1$ sia per la componente orizzontale che per quella verticale.



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,121 g
F_o	2,507
T_C^*	0,288 s
S_s	1,500
C_C	1,583
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,152 s
T_C	0,456 s
T_D	2,082 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)

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,181
$T_B \leftarrow$	0,152	0,454
$T_C \leftarrow$	0,456	0,454
	0,534	0,388
	0,611	0,339
	0,689	0,301
	0,766	0,270
	0,844	0,245
	0,921	0,225
	0,998	0,207
	1,076	0,192
	1,153	0,180
	1,231	0,168
	1,308	0,158
	1,386	0,149
	1,463	0,142
	1,540	0,134
	1,618	0,128
	1,695	0,122
	1,773	0,117
	1,850	0,112
	1,928	0,107
	2,005	0,103
$T_D \leftarrow$	2,082	0,099
	2,174	0,091
	2,265	0,084
	2,356	0,078
	2,448	0,072
	2,539	0,067
	2,630	0,062
	2,722	0,058
	2,813	0,054
	2,904	0,051
	2,996	0,048
	3,087	0,045
	3,178	0,043
	3,270	0,040
	3,361	0,038
	3,452	0,036
	3,543	0,034
	3,635	0,033
	3,726	0,031
	3,817	0,030
	3,909	0,028
	4,000	0,027

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0,057 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,176
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_\xi \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_\xi \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

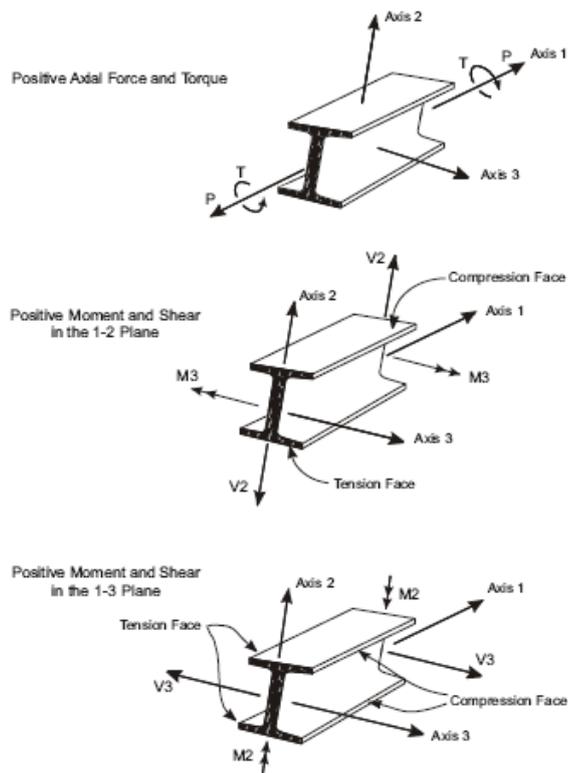
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,057
$T_B \leftarrow$	0,050	0,095
$T_C \leftarrow$	0,150	0,095
	0,235	0,060
	0,320	0,044
	0,405	0,035
	0,490	0,029
	0,575	0,025
	0,660	0,021
	0,745	0,019
	0,830	0,017
	0,915	0,015
$T_C \leftarrow$	1,000	0,014
	1,094	0,012
	1,188	0,010
	1,281	0,009
	1,375	0,008
	1,469	0,007
	1,563	0,006
	1,656	0,005
	1,750	0,005
	1,844	0,004
	1,938	0,004
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,003
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

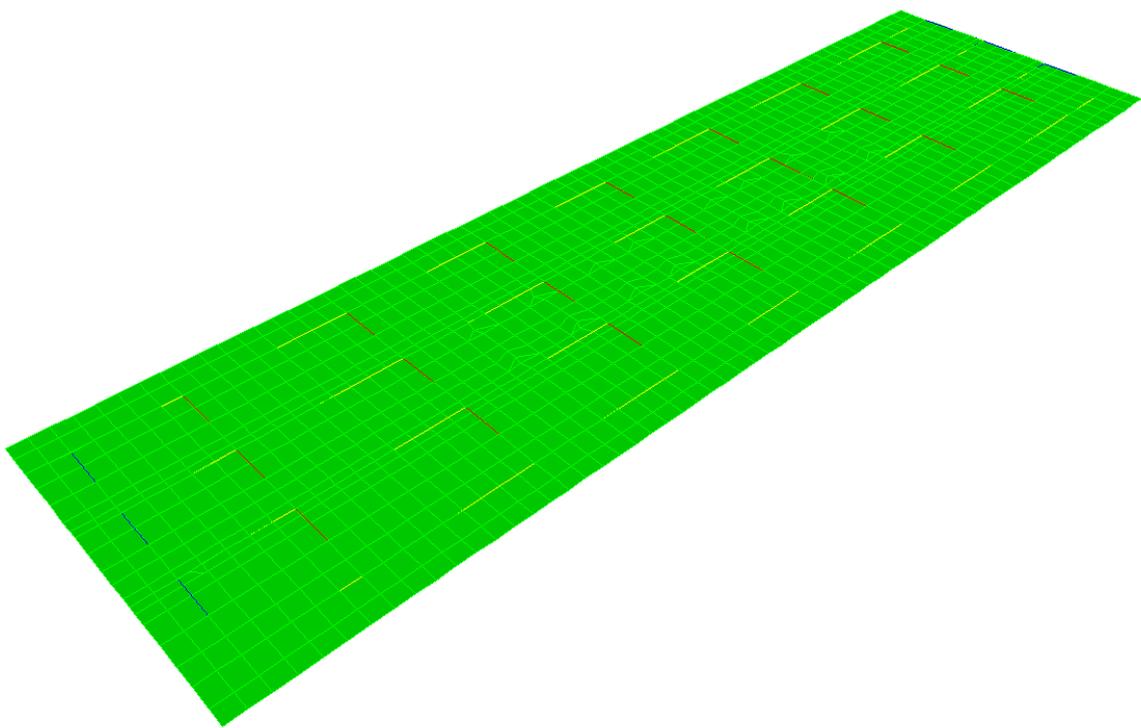
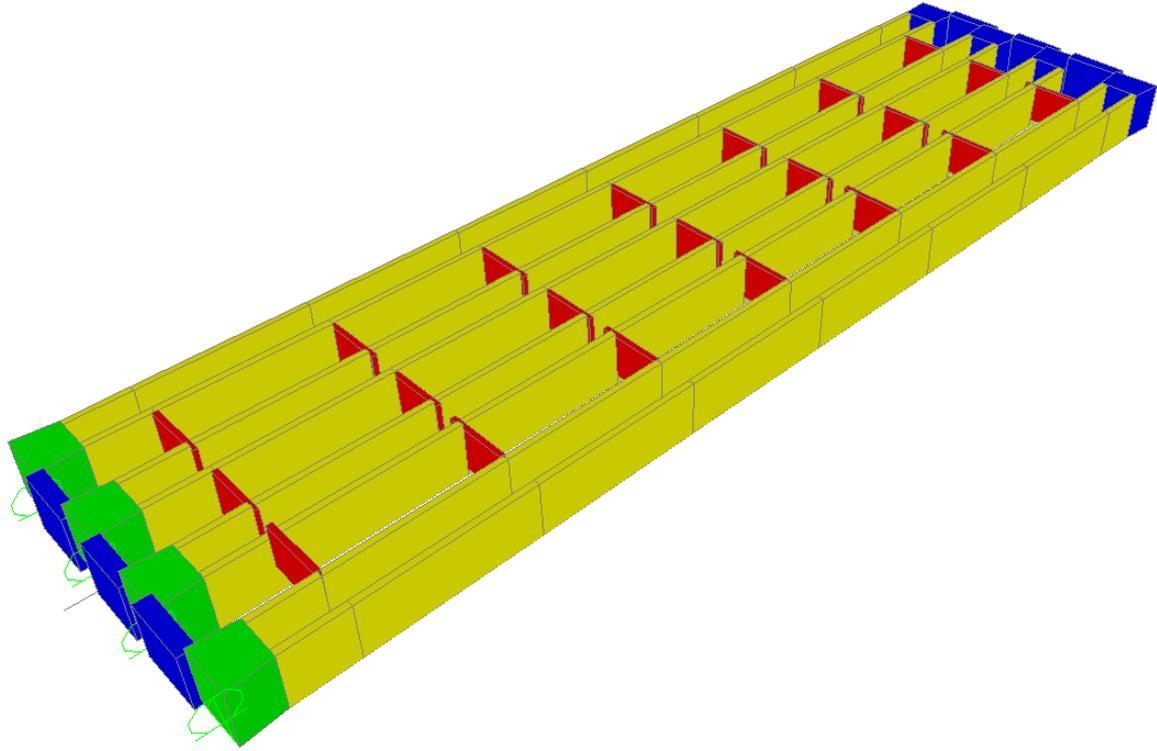
6.1 Modello di calcolo

Il comportamento strutturale del ponte è stato analizzato con il codice di calcolo SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computer and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

È stata condotta la modellazione numerica della struttura, utilizzando elementi finiti monodimensionali (“frame”) per le travi d’impalcato e elementi bidimensionali (“shell”) per la soletta. La geometria della struttura è stata definita mediante l’assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo sistema di riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l’asse Z verticale ascendente. Per ciascun singolo elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull’elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo. Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1,2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito (“frame”, “shell”, ecc.). Sia per gli elementi “frame” che per gli elementi “shell” uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito. Per gli elementi “frame” il primo asse (1) è diretto secondo l’asse dell’elemento, mentre gli altri due assi (2 e 3) giacciono in un piano ortogonale all’elemento e che viene definito dall’utente. Le caratteristiche geometriche degli elementi “frame” sono state assegnate, definendo soltanto il materiale e la forma della sezione, il programma infatti determina in modo automatico per diversi tipi di sezioni le caratteristiche inerziali (area, momenti di inerzia) della sezione.

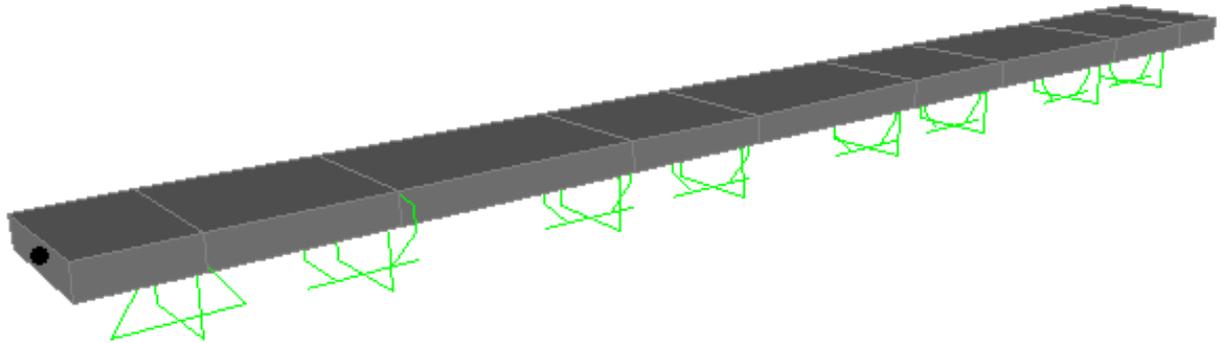


Sono stati realizzati due modelli completi dell'impalcato rappresentativi dello stato attuale e dello stato di progetto. Essendo il ponte costituito da 3 campate uguali si è realizzato il modello di una sola campata.



Per lo studio della soletta d'impalcato sono stati realizzati altri 3 modelli numerici:

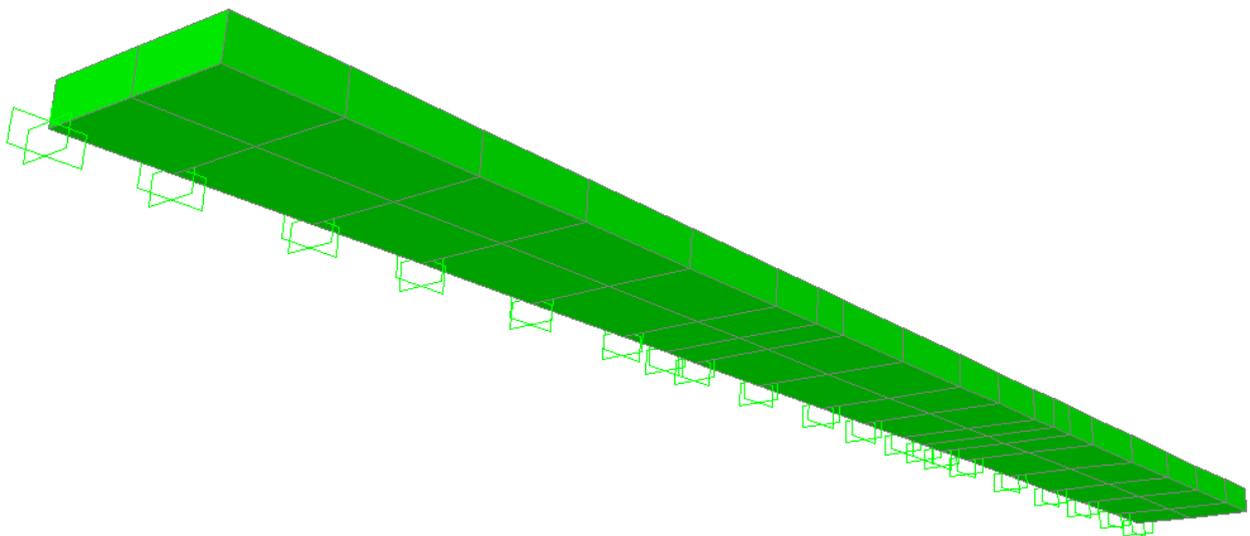
- due modelli in cui la soletta è stata schematizzata, a vantaggio di sicurezza, come una trave (di larghezza pari a un metro) su 8 appoggi costituiti dalle nervature delle travi in c.a.p., rappresentativi dello stato attuale e dello stato di progetto;



- modello del nuovo sbalzo della soletta (solo stato di progetto) presente nelle zone di giunto costituito mediante elementi "shell" incastrati in corrispondenza del traverso di testata.

In questo modello i carichi da traffico (doppia impronta di pneumatico da 6+6 ton) sono stati incrementati con il coefficiente di amplificazione dinamica pari a:

$$\Delta\varphi = 1,30 \times (1 - d / 26) = 1,30 \times (1 - 0,8 \text{ m} / 26) = 1,26$$



6.2 Load Case – modelli globali (intero impalcato)

Si riportano di seguito le “Load Case” definite nei modelli di calcolo:

Stato attuale

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2_pav	LinStatic	SUPER DEAD
G2_cord	LinStatic	SUPER DEAD
Bus+7.5 ton+folla	LinMoving	BRIDGE LIVE
vento_DM2018	LinStatic	WIND

Stato di progetto

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2_pav	LinStatic	SUPER DEAD
G2_marc	LinStatic	SUPER DEAD
G2_cord	LinStatic	SUPER DEAD
G2_barre e deviatori	LinStatic	SUPER DEAD
Bus+7.5 ton+folla	LinMoving	BRIDGE LIVE
vento_DM2018	LinStatic	WIND

6.3 Combinazioni di carico – modelli globali (intero impalcato)

Si riportano di seguito le combinazioni di carico inserite nei modelli di calcolo, considerando i coefficienti per le azioni indicati al §5.1.3.1.4 delle NTC 2018 (per brevità di esposizione si mostra solo la tabella riguardante lo stato di progetto; rispetto allo stato attuale l’unica differenza riguarda la combinazione dei carichi permanenti G2):

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
G1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
G2	Linear Add	Linear Static	G2_pav	1
G2		Linear Static	G2_marc	1
G2		Linear Static	G2_cord	1
G2		Linear Static	G2_barre e deviatori	1
Comb_Bus+7,5ton_1	Linear Add	Response Combo	G1	1,35
Comb_Bus+7,5ton_1		Response Combo	G2	1,35
Comb_Bus+7,5ton_1		Moving Load	Bus+7.5 ton+folla	1,35
Comb_Bus+7,5ton_1		Linear Static	vento_DM2018	0,9
Comb_Bus+7,5ton_2	Linear Add	Response Combo	G1	1,35
Comb_Bus+7,5ton_2		Response Combo	G2	1,35
Comb_Bus+7,5ton_2		Moving Load	Bus+7.5 ton+folla	1,35
Comb_Bus+7,5ton_2		Linear Static	vento_DM2018	-0,9
enve-Bus+7.5ton	Envelope	Response Combo	Comb_Bus+7,5ton_1	1
enve-Bus+7.5ton		Response Combo	Comb_Bus+7,5ton_2	1

6.4 Load Case – modelli locali (soletta)

Si riportano di seguito le “Load Case” definite nei modelli di calcolo:

Stato attuale

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2_pav	LinStatic	SUPER DEAD
G2_cord	LinStatic	SUPER DEAD
impronte-2x60ton	LinMoving	BRIDGE LIVE

Stato di progetto

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2_pav	LinStatic	SUPER DEAD
G2_marc	LinStatic	SUPER DEAD
G2_cord	LinStatic	SUPER DEAD
Urto	LinStatic	LIVE
impronte-2x60ton	LinMoving	BRIDGE LIVE

6.5 Combinazioni di carico – modelli locali (soletta)

Si riportano di seguito le combinazioni di carico inserite nei modelli di calcolo, considerando i coefficienti per le azioni indicati al §5.1.3.1.4 delle NTC 2018 (per brevità di esposizione si mostra solo la tabella riguardante lo stato di progetto; rispetto allo stato attuale le differenze riguardano la combinazione dei carichi permanenti G2 e la combinazione con l’urto da veicolo in svio, non presente allo stato attuale):

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
G1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
G2	Linear Add	Linear Static	G2_cord	1
G2		Linear Static	G2_imperm	1
G2		Linear Static	G2_marc	1
G2		Linear Static	G2_pav	1
G2		Linear Static	G2_sol-pendenza	1
comb-Urto	Linear Add	Response Combo	G1	1
comb-Urto		Response Combo	G2	1
comb-Urto		Linear Static	Urto	1
SLU 1	Linear Add	Response Combo	G1	1
SLU 1		Response Combo	G2	1
SLU 1		Moving Load	impronte-2x60ton	1,35
SLU 2	Linear Add	Response Combo	G1	1,35
SLU 2		Response Combo	G2	1,35
SLU 2		Moving Load	impronte-2x60ton	1,35
enve-SLU/urto	Envelope	Response Combo	comb-Urto	1
enve-SLU/urto		Response Combo	SLU 1	1
enve-SLU/urto		Response Combo	SLU 2	1

7 VERIFICHE

7.1 Appoggi

7.1.1 Stato attuale

Allo stato attuale gli impalcati del ponte sono vincolati da un lato in modo fisso con un cordolo in c.a. che solidarizza le testate delle travi con il pulvino di pile/spalla. Dal lato opposto sono presenti quattro carrelli in c.a. gettato in opera di forma circa cilindrica, fortemente armati (per lo stato di degrado si rimanda alla consultazione del report dedicato).

7.1.1.1 Appoggio fisso

La sezione dell'appoggio ha dimensioni considerevoli (890 cm x 30 cm), si omette quindi la verifica per azioni verticali.

Si riporta di seguito la verifica del cordolo sotto azioni sismiche considerando le accelerazioni massime (plateau degli spettri) orizzontali e verticali, condotta controllando che la tensione tangenziale sia inferiore al valore resistente, determinato come indicato al §6.2.5 del Eurocodice 2. La verifica viene eseguita, a vantaggio di sicurezza, considerando l'assenza di armature passanti e ipotizzando che la superficie di scorrimento sia classificata come liscia ($c = 0,20$ e $\mu = 0,6$).

Carico permanente sull'appoggio fisso	2775 kN
accelerazione sismica massima orizzontale	0,453 g
accelerazione sismica massima verticale	0,142 g

massima azione orizzontale	$2775 \text{ kN} \times 0,453 = 1256,7 \text{ kN}$
minimo carico verticale	$2775 \text{ kN} \times (1-0,142) = 2380,3 \text{ kN}$

c	$f_{ctd,F}$	μ	σ_n	A_s	ρ	α	$0.5 v f_{cd}$	V_{Rdi}	V_{Edi}	FS
0,2	1,87	0,6	0,89	0	0,0000	90	4,782	0,91	0,47	1,93
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

7.1.1.2 Appoggi mobili

Si riporta di seguito la verifica della pressione di contatto degli appoggi mobili considerando che la sezione che trasferisce l'azione sia pari a 120x10 cm. Si considera la resistenza per meccanismi fragili del calcestruzzo che costituisce le travi d'impalcato ($f_{cd,F} = 11,95 \text{ N/mm}^2$):

Carico massimo SLU sull'appoggio mobile	1222,9 kN
area di contatto	120000 mm ²
tensione di contatto:	$10,72 \text{ N/mm}^2 < 11,95 \text{ N/mm}^2$ (FS= 1,12)

7.1.2 Stato di progetto

Il presente progetto prevede la sostituzione dei vincoli mobili esistenti con nuovi dispositivi a disco elastomerico confinato. In particolare sono previsti appoggi unidirezionali (permettono lo spostamento longitudinale) sulle due travi centrali e appoggi multidirezionali sulle due travi di riva.

7.1.2.1 Appoggio fisso

Rimane valida la verifica eseguita allo stato attuale, in quanto il progetto non prevede interventi diretti sull'appoggio fisso e la variazione di peso complessiva dell'impalcato risulta di modesta entità e comunque in diminuzione.

7.1.2.2 Appoggi mobili

Si riportano di seguito le massime azioni che gravano sui nuovi dispositivi. Le azioni verticali massime sono state calcolate considerando i carichi previsti da DM 2018.

$$F_{v,max} = 2161 \text{ kN (sia unidirezionali che multi direzionali)}$$

$$F_{h,max} = 618 \text{ kN (unidirezionali)}$$

Le azioni resistenti che devono garantire i dispositivi sono riportate di seguito:

$$F_{v,rd} = 2500 \text{ kN (sia unidirezionali che multi direzionali)}$$

$$F_{h,rd} = 750 \text{ kN (unidirezionali)}$$

7.2 Travi principali in c.a.p.

Le travi d'impalcato sono elementi costituiti come segue:

- agli appoggi è presente una parte piena con sviluppo pari a 1,50 m (1,17 m dall'asse degli appoggi) con sezione che si rastrema da 1,40x1,50(h) m a 1,20x1,50(h) m;
- la parte restante è costituita da conci prefabbricati fuori opera con sviluppo pari a 1,50 m (compreso spessore giunto) costituiti da 2 "L" affiancate di dimensioni 0,50x1,50 m con prete laterale 0,18 m e parete di fondo 0,13 m, solidarizzate in basso mediante un getto di completamento di 0,20 m e quindi costituenti una sezione ad "U" di dimensione esterna 1,20x1,50(h) m, e solidarizzate tra di loro in lunghezza mediante un getto di spessore 0,15 m. Dai saggi eseguiti non sono state rinvenute armature che collegano le porzioni prefabbricate, oltre ai cavi da precompressione;

7.2.1 Travi interne

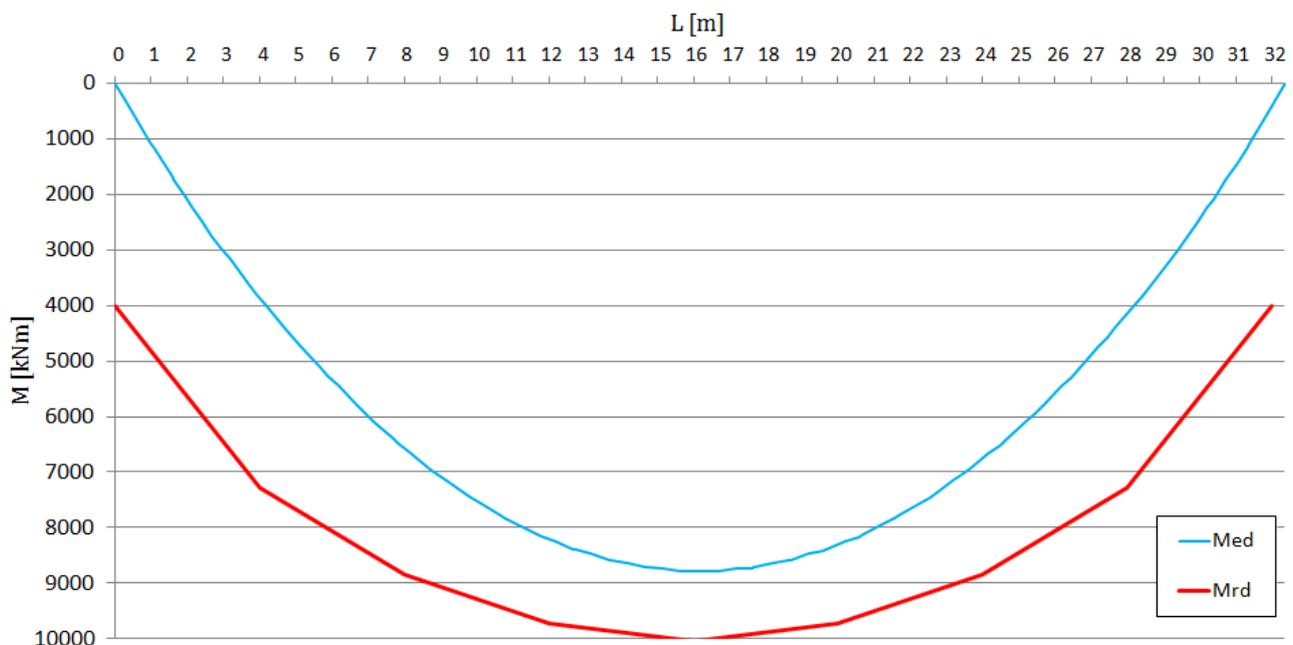
Nelle travi interne, l'armatura di precompressione è costituita complessivamente da n° 360 fili di acciaio del diametro di 5 mm, per un totale di 70,69 cm².

7.2.1.1 Stato attuale

7.2.1.1.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo dei momenti flettenti agenti nelle travi interne, ricavato dal modello di calcolo, e l'andamento del momento resistente allo stato attuale.

La resistenza a flessione è stata condotta considerando una trave a T di dimensioni 257 cm x 13 cm + 36 cm x 150 cm armata con i cavi da precompressione, il cui tracciato è stato determinato mediante indagine georadar.



M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
10037,00	8790,36	1,14

7.2.1.1.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando per la parte piena una sezione rettangolare di base 120 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø18/40cm + Ø10/40cm, e per la parte cava una sezione rettangolare di base 36 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø8/20cm a quattro bracci.

Sezione piena

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
18	2	508,94	400	2,50	1639	5627	1639	1157,81	1,42
10	2	157,08							

Sezione cava

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
8	4	201,06	200	2,50	990	1688	990	1029,16	0,96

7.2.1.1.3 Verifiche a scorrimento tra conci prefabbricati

Data la tipologia costruttiva delle travi, a conci prefabbricati non spinottati, si riporta di seguito una verifica delle tensioni tangenziali all'interfaccia tra conci prefabbricati e getto di completamento secondo quanto disposto al §6.2.5 del Eurocodice 2. La verifica viene eseguita, a vantaggio di sicurezza, non si considerando il contributo dell'effetto spinotto dato dai cavi da precompressione, passanti da un concio all'altro, e ipotizzando che la superficie di scorrimento sia classificata come liscia ($c = 0,20$ e $\mu = 0,6$).

Si ipotizza che il tiro iniziale dei cavi da precompressione sia pari al 60% della forza di rottura e una perdita di precompressione nel tempo pari al 30%:

$$P = 0,6 \times f_{tk} \times A_s \times (1-0,3) = 0,6 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \times 7069 \text{ mm}^2 \times (1-0,3) = 4869 \text{ kN}$$

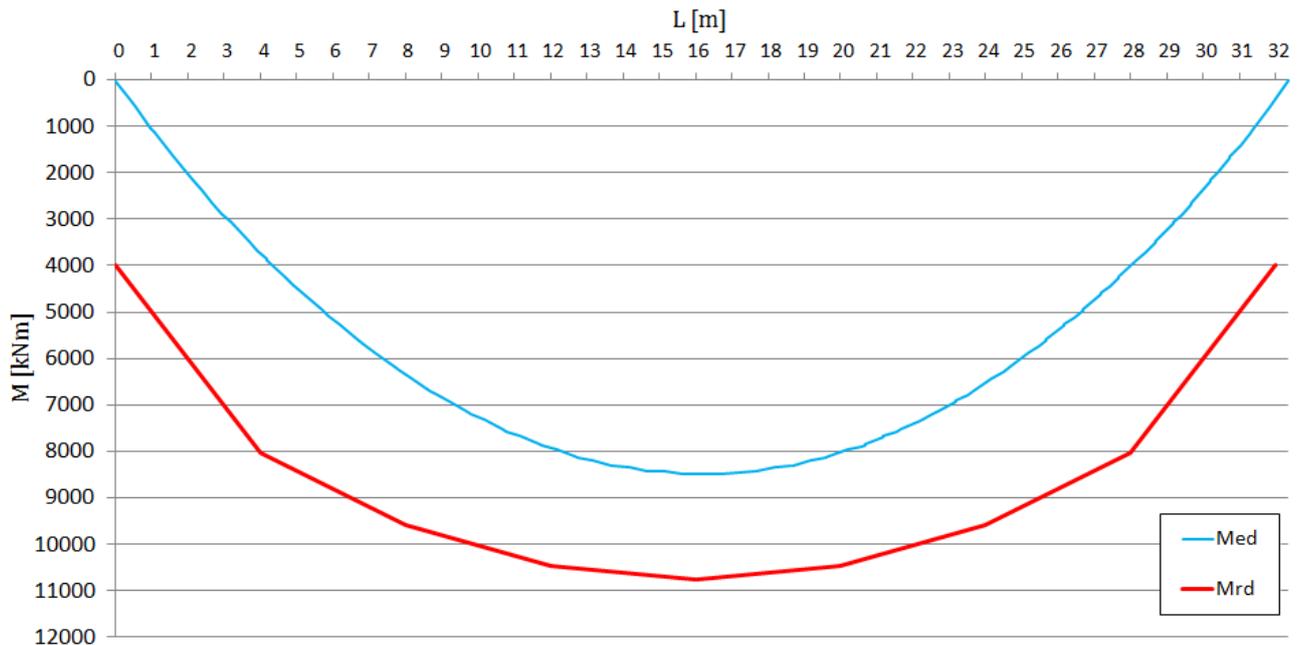
c	f _{ctd,F}	μ	σ _n	A _s	ρ	α	0.5 v f _{cd}	V _{Rdi}	V _{Edi}	FS
0,2	1,87	0,6	4,95	0	0,0000	90	4,782	3,35	1,81	1,85
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

7.2.1.2 Stato di progetto

7.2.1.2.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo dei momenti flettenti agenti nelle travi interne e il momento resistente allo stato di progetto.

La resistenza a flessione è stata condotta considerando una trave a T di dimensioni 257 cm x 20 cm + 36 cm x 150 cm armata con i cavi da precompressione, il cui tracciato è stato determinato mediante indagine georadar.



M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
10770,00	8496,56	1,27

7.2.1.2.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando per la parte piena una sezione rettangolare di base 120 cm e altezza 163 cm, con staffe $\varnothing 18/40\text{cm} + \varnothing 10/40\text{cm}$, e per la parte cava una sezione rettangolare di base 36 cm e altezza 163 cm, con staffe $\varnothing 8/20\text{cm}$ a quattro bracci.

Sezione piena

$\varnothing s$	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
18	2	508,94	400	2,50	1639	5627	1639	1120,58	1,46
10	2	157,08							

Sezione cava

$\varnothing s$	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
8	4	201,06	200	2,50	990	1688	990	972,30	1,02

7.2.1.2.3 Verifiche a scorrimento tra conci prefabbricati

Data la tipologia costruttiva delle travi, a conci prefabbricati non spinottati, si riporta di seguito una verifica delle tensioni tangenziali all'interfaccia tra conci prefabbricati e getto di completamento secondo quanto disposto al §6.2.5 del Eurocodice 2. La verifica viene eseguita, a vantaggio di sicurezza, non si considerando il contributo dell'effetto spinotto dato dai cavi da precompressione, passanti da un concio all'altro, e ipotizzando che la superficie di scorrimento sia classificata come liscia ($c = 0,20$ e $\mu = 0,6$).

Si ipotizza che il tiro iniziale dei cavi da precompressione sia pari al 60% della forza di rottura e una perdita di precompressione nel tempo pari al 30%:

$$P = 0,6 \times f_{tk} \times A_s \times (1-0,3) = 0,6 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \times 7069 \text{ mm}^2 \times (1-0,3) = 4869 \text{ kN}$$

c	$f_{ctd,F}$	μ	σ_n	A_s	ρ	α	$0.5 v f_{cd}$	V_{Rdi}	V_{Edi}	FS
0,2	1,87	0,6	4,95	0	0,0000	90	4,782	3,35	1,71	1,96
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

7.2.2 Travi laterali

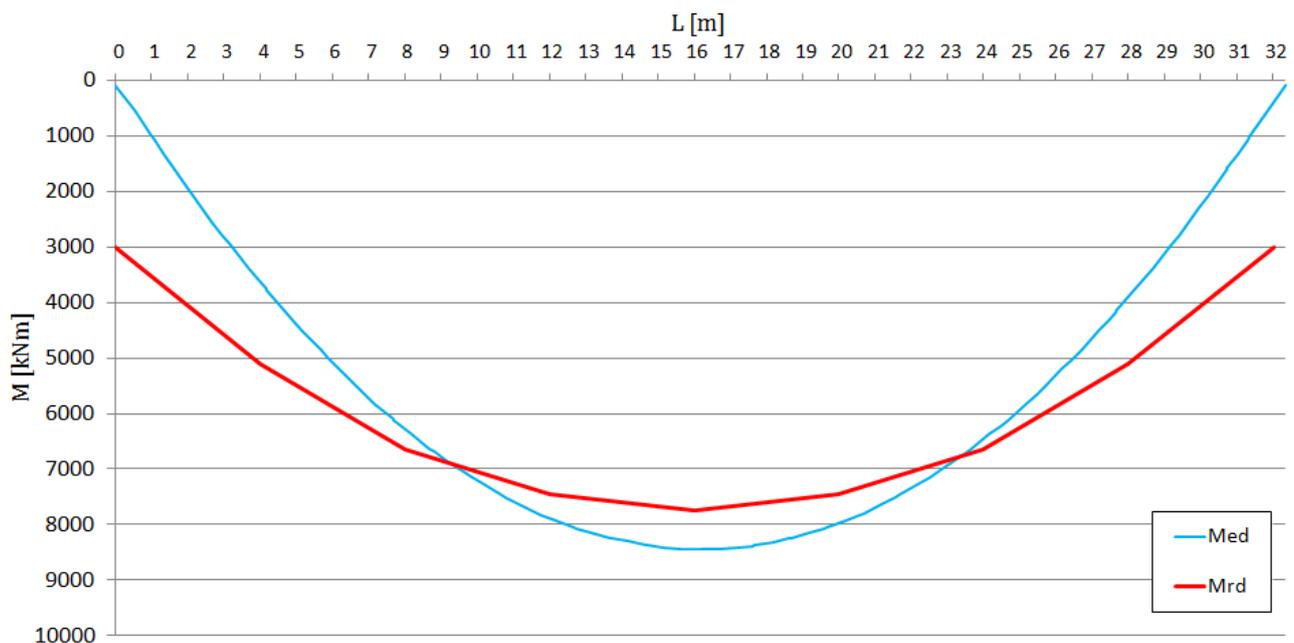
7.2.2.1 Stato attuale

Nelle travi laterali, l'armatura di precompressione è costituita complessivamente da n° 432 fili di acciaio da precompressione del diametro di 5 mm, per un totale di 84,82 cm²; considerato lo stato di manutenzione di tali armature emerso dai saggi conoscitivi condotti sugli elementi strutturali del ponte in esame (si rimanda alla consultazione del report dedicato) ai fini del calcolo si è considerata una riduzione dell'armatura efficace pari al 35% (armatura considerata: 55,13 cm²).

7.2.2.1.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo dei momenti flettenti agenti nelle travi laterali e il momento resistente allo stato attuale.

La resistenza a flessione è stata condotta considerando una trave a T di dimensioni 210 cm x 13 cm + 36 cm x 150 cm armata con i cavi da precompressione, il cui tracciato è stato determinato mediante indagine georadar.



M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
7746,00	8452,49	0,92

7.2.2.1.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando per la parte piena una sezione rettangolare di base 120 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø18/40cm + Ø10/40cm, e per la parte cava una sezione rettangolare di base 36 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø8/20cm a quattro bracci.

Sezione piena

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
18	2	508,94	400	2,50	1639	5627	1639	1083,62	1,51
10	2	157,08							

Sezione cava

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
8	4	201,06	200	2,50	990	1688	990	963,18	1,03

7.2.2.1.3 Verifiche a scorrimento tra conci prefabbricati

Data la tipologia costruttiva delle travi, a conci prefabbricati non spinottati, si riporta di seguito una verifica delle tensioni tangenziali all'interfaccia tra conci prefabbricati e getto di completamento secondo quanto disposto al §6.2.5 del Eurocodice 2. La verifica viene eseguita, a vantaggio di sicurezza, non si considerando il contributo dell'effetto spinotto dato dai cavi da precompressione, passanti da un concio all'altro, e ipotizzando che la superficie di scorrimento sia classificata come liscia ($c = 0,20$ e $\mu = 0,6$).

Si ipotizza che il tiro iniziale dei cavi da precompressione sia pari al 60% della forza di rottura e una perdita di precompressione nel tempo pari al 30%:

$$P = 0,6 \times f_{tk} \times A_s \times (1-0,3) = 0,6 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \times 5513 \text{ mm}^2 \times (1-0,3) = 3798 \text{ kN}$$

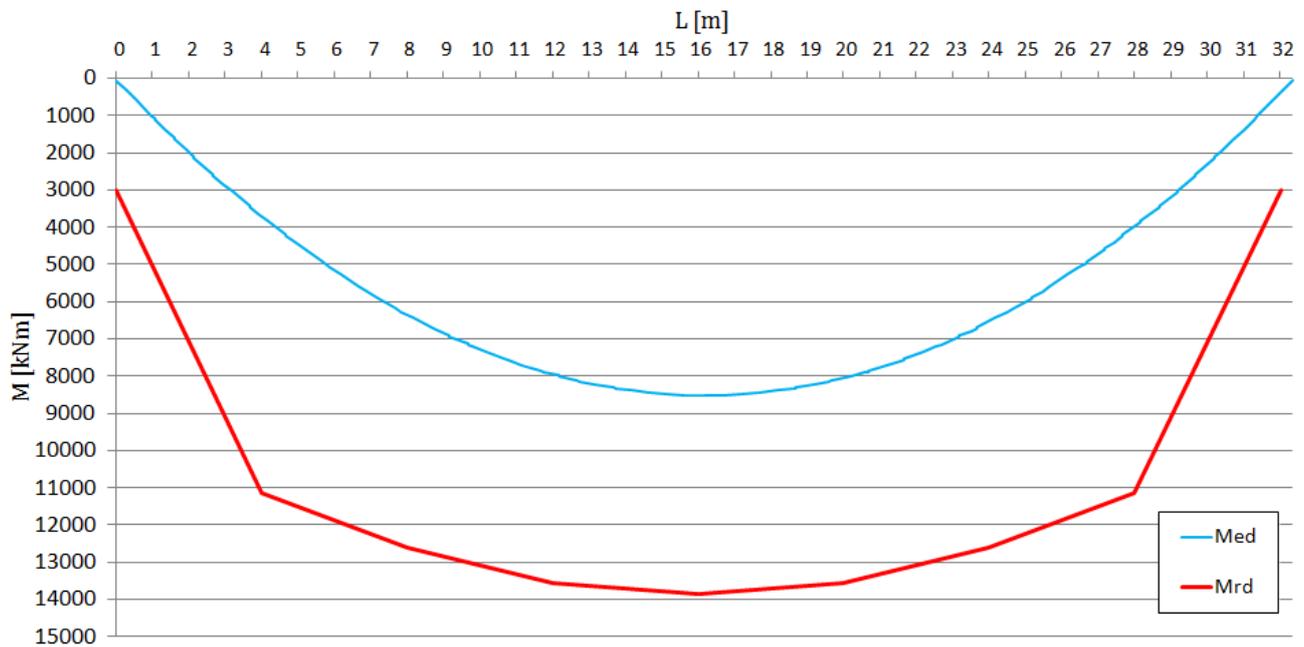
c	f _{ctd,F}	μ	σ _n	A _s	ρ	α	0.5 v f _{cd}	V _{Rdi}	V _{Edi}	FS
0,2	1,87	0,6	4,12	0	0,0000	90	4,782	2,85	1,69	1,68
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

7.2.2.2 Stato di progetto

7.2.2.2.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo dei momenti flettenti agenti nelle travi laterali e il momento resistente allo stato di progetto.

La resistenza a flessione è stata condotta considerando una trave a T di dimensioni 240 cm x 20 cm + 36 cm x 150 cm armata con i cavi da precompressione esistenti, il cui tracciato è stato determinato mediante indagine georadar, e con le nuove barre da precompressione esterna (4 barre tipo Dywidag Ø40mm).



M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
13872,00	8520,50	1,63

7.2.2.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando per la parte piena una sezione rettangolare di base 120 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø18/40cm + Ø10/40cm, e per la parte cava una sezione rettangolare di base 36 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø8/20cm a quattro bracci.

Sezione piena

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
18	2	508,94	400	2,50	1639	5627	1639	1095,05	1,50
10	2	157,08							

Sezione cava

Øs	n°bracci:	A _{sw}	i (mm)	cotg θ	V _{Rsd} (kN)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
8	4	201,06	200	2,50	990	1688	990	938,64	1,05

7.2.2.3 Verifiche a scorrimento tra conci prefabbricati

Data la tipologia costruttiva delle travi, a conci prefabbricati non spinottati, si riporta di seguito una verifica delle tensioni tangenziali all'interfaccia tra conci prefabbricati e getto di completamento secondo quanto disposto al §6.2.5 del Eurocodice 2. La verifica viene eseguita, a vantaggio di sicurezza, non si considerando il contributo dell'effetto spinotto dato dai cavi da precompressione, passanti da un concio all'altro, e ipotizzando che la superficie di scorrimento sia classificata come liscia ($c = 0,20$ e $\mu = 0,6$).

Si ipotizza che il tiro iniziale dei cavi da precompressione sia pari al 60% della forza di rottura e una perdita di precompressione nel tempo pari al 30%:

$$P = 0,6 \times f_{tk} \times A_s \times (1-0,3) = 0,6 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \times 5513 \text{ mm}^2 \times (1-0,3) = 3798 \text{ kN}$$

A vantaggio di sicurezza non si è considerato lo sforzo normale indotto dalla precompressione esterna prevista in progetto.

c	f _{ctd,F}	μ	σ _n	A _s	ρ	α	0.5 v f _{cd}	V _{Rdi}	V _{Edi}	FS
0,2	1,87	0,6	4,12	0	0,0000	90	4,782	2,85	1,65	1,72
-	N/mm ²	-	N/mm ²	mm ²	-	°	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

7.2.2.3 Tiro cavi di precompressione

Il tiro delle barre di precompressione viene tarato in modo da ripristinare, nella sezione di mezzeria della trave, la tensione nel calcestruzzo che si avrebbe se non ci fossero stati ammaloramenti dei cavi esistenti (area efficace dei cavi esistenti pari al 65% del totale). Come per le verifiche di resistenza si trascurano, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni dovute alla curvatura del tracciato dei cavi (armature esistenti) e alle deviazioni angolari del tracciato delle barre (armature nuove).

Come in precedenza si ipotizza che il tiro iniziale dei cavi da precompressione sia pari al 60% della forza di rottura e che ci sia stata una perdita di precompressione nel tempo pari al 30%:

$$\sigma_p = 0,6 \times f_{tk} \times (1-0,3) = 0,6 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \times (1-0,3) = 688,8 \text{ N/mm}^2$$

Considerando l'area complessiva dei cavi si ha una compressione massima nel calcestruzzo pari a $33,93 \text{ N/mm}^2$:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Empty field.
- N° figure elementari:** 2 (Zoom)
- N° strati barre:** 0 (Zoom)
- Tabelle:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	210	13
2	36	150
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Armatura Precompressione:**
 - N° strati cavi: 6 (Zoom)
 - Table:

N°	As [cm²]	d [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	14,14	129	688
2	14,14	135	688
3	14,14	141	688
4	14,14	147	688
5	14,14	153	688
6	14,14	123	688
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Materiali (highlighted):**
 - Trefolo_po:
 - ε_{su}: 67,5 ‰
 - f_{yd}: 1 093 N/mm²
 - E_s: 200 000 N/mm²
 - E_s/E_c: 15
 - ε_{syd}: 5,465 ‰
 - σ_{s,adm}: 984 N/mm²
 - Cls_travi in:
 - ε_{c2}: 2 ‰
 - ε_{cu}: 3,5 ‰
 - f_{cd}: 17,93
 - f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - σ_{c,adm}: 10,83
 - τ_{co}: 0,6573
 - τ_{c1}: 1,951
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+
 - S.L.U.-
 - Metodo n
- Results:**
 - σ_c: -33,93 N/mm²
 - σ_s: [] N/mm²
 - ε_s: [] ‰
 - d: 40 cm
 - x: 76,52
 - x/d: 1,913
 - δ: 1
 - σ_{sp}: 590,8 N/mm²
 - ε_{sp}: 2,954 ‰ compressa prefef.
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 6, Precompresso

Si ipotizza che la forza di tensione iniziale, in ogni nuova barra, sia pari a $P_{max} = 300 \text{ kN}$.

A tale forza iniziale vanno sottratte le perdite di precompressione immediate, che nel caso in esame sono dovute solamente alla deformazione istantanea calcestruzzo, e le perdite di precompressione dipendenti dal tempo che, essendo esauriti i fenomeni lenti nel calcestruzzo, sono dovute esclusivamente al rilassamento dell'acciaio.

Tiro nelle barre all'atto della precompressione			
Tiro iniziale singola barra	P_m	300	kN
Area singola barra	A_p	1257	mm ²
Tensione iniziale singola barra	σ_{pm}	238,7	N/mm ²

Perdite di precompressione immediate nella post-tensione: perdite dovute alla deformazione istantanea calcestruzzo			
modulo elastico armature precompressione	E_p	205000	N/mm ²
variazione tensione nel cls nel baricentro armature	$\Delta\sigma_c$	9,256	N/mm ²
modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	30000	N/mm ²
perdita media di precompressione	ΔP_{el}	39,75	kN

Tiro nelle barre al netto delle perdite iniziali			
tiro t=0 singola barra	P_{m0}	260,25	kN
tensione t=0 singola barra	σ_{pm0}	207,04	N/mm ²

Perdite di precompressione dipendenti dal tempo: Perdite per rilassamento dell'acciaio			
perdite per rilassamento a 1000 ore	ρ_{1000}	4,00	%
tensione iniziale armature precompressione	σ_{pi}	207,04	N/mm ²
resistenza caratteristica delle armature	$f_{p,k}$	1050	N/mm ²
$\sigma_{pi} / f_{p,k}$	μ	0,197	-
tempo dopo la messa in tensione	t	500000	h
perdite dovute al rilassamento	$\Delta\sigma_{pr}$	3,35	N/mm ²

Tiro nelle barre a tempo t=∞			
tensione t=∞ singola barra	σ_{pm0}	203,69	N/mm ²
tiro t=∞ singola barra	$P_{m,t}$	256,04	kN
tiro t=∞ complessivo delle 4 barre	$P_{m,t}$	1024,15	kN

A tempo infinito il tiro compressivo delle 4 barre è pari a 1024 kN.

La compressione massima nel calcestruzzo, nella sezione di mezzeria, nella configurazione allo stato di progetto, a tempo infinito è pari a 33,94 N/mm², molto simile al valore cercato:

Verifica C.A. S.L.U. - File: T.est._rinf_x=16_arm.es+tiro Dywidag

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	20
2	36	150

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	9,189999	136	688
2	9,189999	142	688
3	9,189999	148	688
4	9,189999	154	688
5	9,189999	160	688
6	9,189999	130	688

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1024 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 Trefolo_po Cls_travi in

ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s %
 d 40 cm
 x 67.31 x/d 1.683
 δ 1

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Tipologia cavo
 Trefolo_po
 ε_{su} %
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c
 ε_{syd} %
 σ_{s,adm} N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ε_{sp} % compressa predef.

7.2.2.4 Deviatori

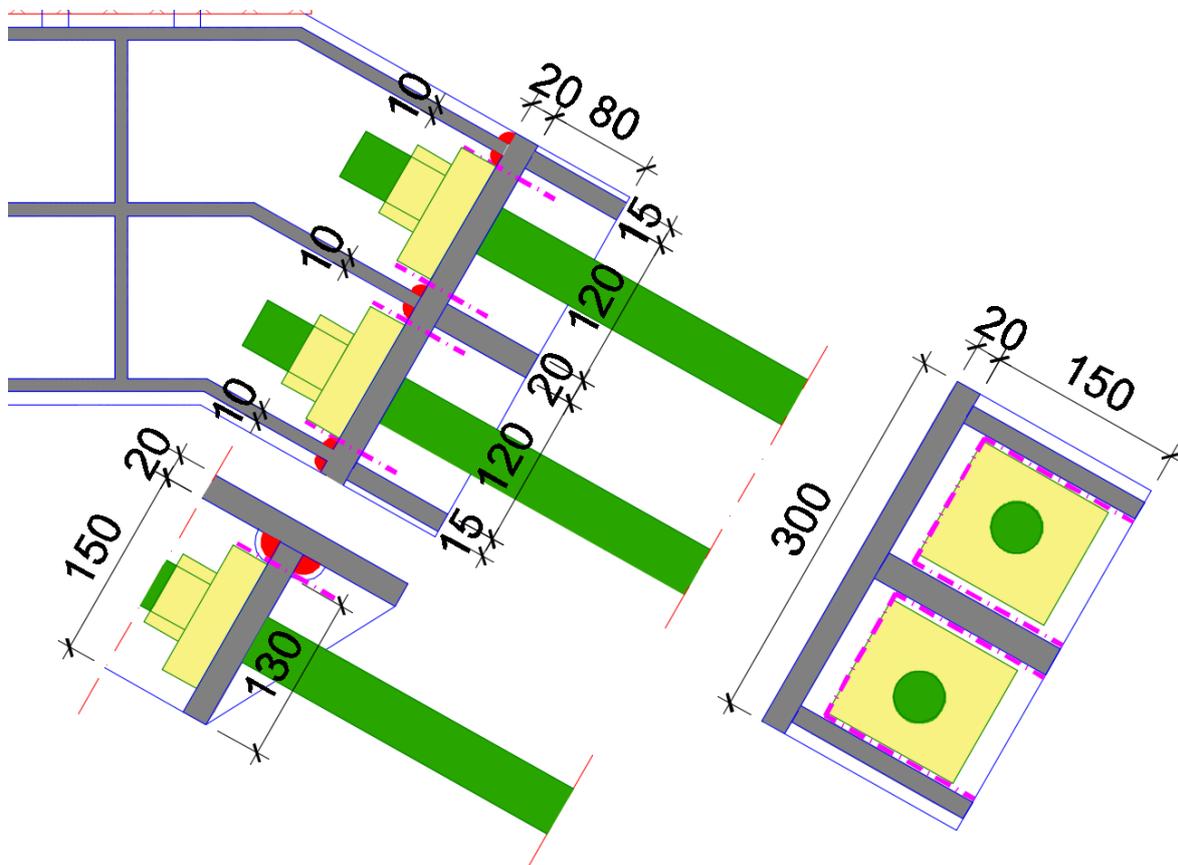
Si riporta di seguito la verifica dei deviatori che connettono le nuove barre da precompressione esterna con le travi in c.a.p. esistenti, costituiti da piastre metalliche saldate.

In particolare si riporta la verifica locale delle piastre/saldature che assorbono il tiro dei cavi da precompressione. L'azione sollecitante considerata, per ogni deviatore, è pari al carico di rottura delle due barre previste in progetto:

$$F_{\text{tot}} = 2 \times f_{pk} \times A_s = 2 \times 1050 \text{ N/mm}^2 \times 1257 \text{ mm}^2 = 2640 \text{ kN}$$

7.2.2.4.1 Deviatore superiore (all'appoggio)

L'elevato spessore della piastra di ancoraggio delle barre (in giallo) fa sì che il trasferimento dell'azione avvenga per taglio.



Si riporta di seguito la verifica a taglio della piastra sp. 20mm, in cui la lunghezza resistente è pari a $2 \times 120 \text{ mm} + 4 \times 130 \text{ mm} = 760 \text{ mm}$ (percorso magenta).

lunghezza	760	mm
spessore	20	mm
$V_{Rd,a \text{ taglio}}$	2967	kN
FS	1,12	

Dalla piastra l'azione viene trasferita al nodo dalle seguenti saldature:

- saldature agli irrigidenti posteriori (3 saldature, 2 cordoni, L=130mm, sezione di gola a=8 mm)
- saldature agli irrigidenti anteriori (3 saldature, 2 cordoni, L=60mm, sezione di gola a=8 mm)
- saldature alla piastra verticale sp. 20 (2 cordoni, L=300mm, sezione di gola a=8 mm)

saldature irrigidenti a trazione	n° saldature	3	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	130	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	1550,6	kN

saldature irrigidenti a taglio	n° saldature	3	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	60	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	715,7	kN

saldatura piastra verticale	n° saldature	1	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	300	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	1192,8	kN

totale	$V_{Rd,saldatura}$	3459,1	kN
	FS	1,31	

Si riporta inoltre la verifica a trazione della sezione minima del deviatore costituita dalla piastra verticale sp. 20 mm e dagli irrigidenti (h=130 mm)

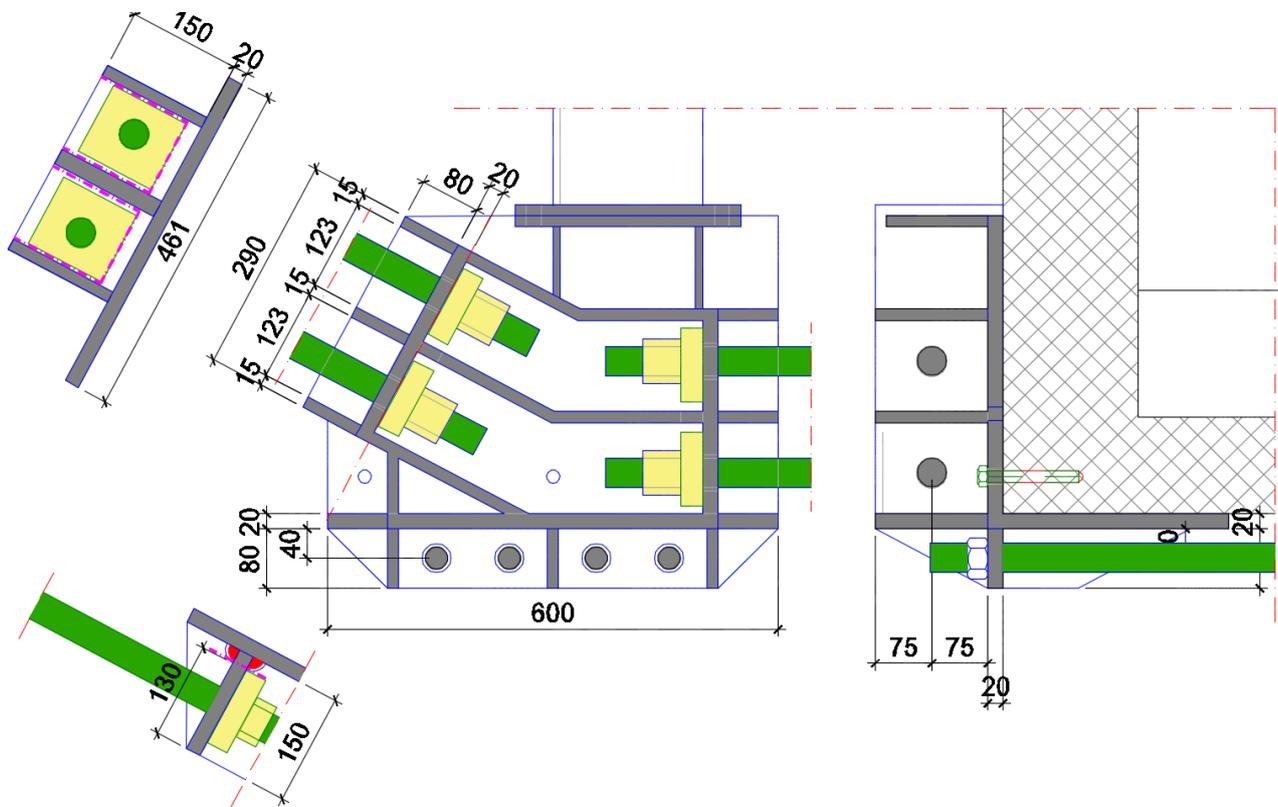
piastra verticale	altezza	300	mm
	spessore	20	mm

irrigidenti	numero	3	-
	altezza	130	mm
	spessore	10	mm

totale	Area totale	9900	mm ²
	$F_{t,Rd}$	3347,1	kN
	FS	1,27	

7.2.2.4.2 Deviatore inferiore (al primo traverso di campata)

L'elevato spessore delle piastre di ancoraggio delle barre (in giallo) fa sì che il trasferimento dell'azione avvenga per taglio.



Si riporta di seguito la verifica a taglio della piastra sp. 20mm, in cui la lunghezza resistente è pari a $2 \times 123 \text{ mm} + 4 \times 130 \text{ mm} = 766 \text{ mm}$ (percorso magenta).

lunghezza	766	mm
spessore	20	mm
$V_{Rd,a \text{ taglio}}$	2990	kN
FS	1,13	

Dalla piastra l'azione viene trasferita al nodo dalle seguenti saldature:

- saldature agli irrigidenti posteriori (3 saldature, 2 cordoni, L=130mm, sezione di gola a=8 mm)
- saldature agli irrigidenti anteriori (3 saldature, 2 cordoni, L=60mm, sezione di gola a=8 mm)
- saldature alla piastra verticale sp. 20 (2 cordoni, L=290mm, sezione di gola a=8 mm)

saldature irrigidenti a trazione	n° saldature	3	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	130	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	1550,6	kN

saldature irrigidenti a taglio	n° saldature	3	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	60	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	715,7	kN

saldatura piastra verticale	n° saldature	1	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	290	mm
	sez. gola	8	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	1153	kN

totale	$V_{Rd,saldatura}$	3419	kN
	FS	1,30	

Si riporta inoltre la verifica a trazione della sezione minima del deviatore costituita dalla piastra verticale sp. 20 mm e dagli irrigidenti (h=130 mm)

piastra verticale	altezza	460	mm
	spessore	20	mm

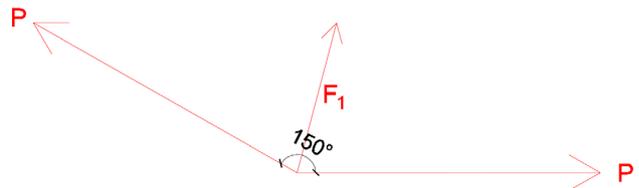
irrigidenti	numero	3	-
	altezza	130	mm
	spessore	15	mm

totale	Area totale	13100	mm ²
	$F_{t,Rd}$	4429	kN
	FS	1,68	

Si riporta la verifica a taglio della piastra orizzontale sp. 20mm x 600mm che trasferisce l'azione di deviazione alla trave in c.a. esistente. L'azione di deviazione è pari a:

$$F_1 = P \times \cos(150^\circ/2) = 1367 \text{ kN}$$

Si considera, a vantaggio di sicurezza, che l'azione sia verticale.



verifica a taglio piastra	lunghezza	600	mm
	spessore	20	mm
	$V_{Rd,a \text{ taglio}}$	2342,4	kN
	FS	1,71	OK

La piastra orizzontale è collegata alla piastra verticale mediante le seguenti saldature:

- saldature agli irrigidenti (3 saldature, 2 cordoni, L=60mm, sezione di gola a=6 mm)
- saldature alla piastra verticale sp. 20 (2 cordoni, L=600mm, sezione di gola a=6 mm)

saldature irrigidenti	n° saldature	3	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	60	mm
	sez. gola	6	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	536,8	kN

saldatura piastra	n° saldature	1	-
	n° cordoni	2	-
	lunghezza	600	mm
	sez. gola	6	mm
	$V_{Rd,saldatura}$	1789,2	kN

totale	$V_{Rd,saldatura}$	2326,0	kN
	FS	1,70	

Si riporta di seguito la verifica delle 4 barre tipo Dywidag Ø32 mm che compensano l'eccentricità dell'azione di deviazione rispetto alla trave in c.a.p. esistente.

$$F_{Ed-d32} = (F_1 \times 95 \text{ mm} / 60 \text{ mm}) / 4 = 541 \text{ kN} < F_{Rd-d32} = 661 \text{ kN}$$

7.3 Traversi

7.3.1 Traversi di campata

7.3.1.1 Stato attuale

Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche di seguito riportate rappresentano i valori massimi ricavati dal modello di calcolo rappresentativo dello stato attuale.

7.3.1.1.1 Verifiche a flessione

La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 15 cm e altezza 120 cm, con armatura longitudinale costituita da 4Ø14 sia all'estradosso che all'intradosso.

M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
219,70	120,86	1,82

M_{Rd-} (kNm)	M_{Ed-} (kNm)	FS
-219,70	-47,46	4,63

7.3.1.1.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 15 cm e altezza 120 cm, con staffe Ø8/20cm.

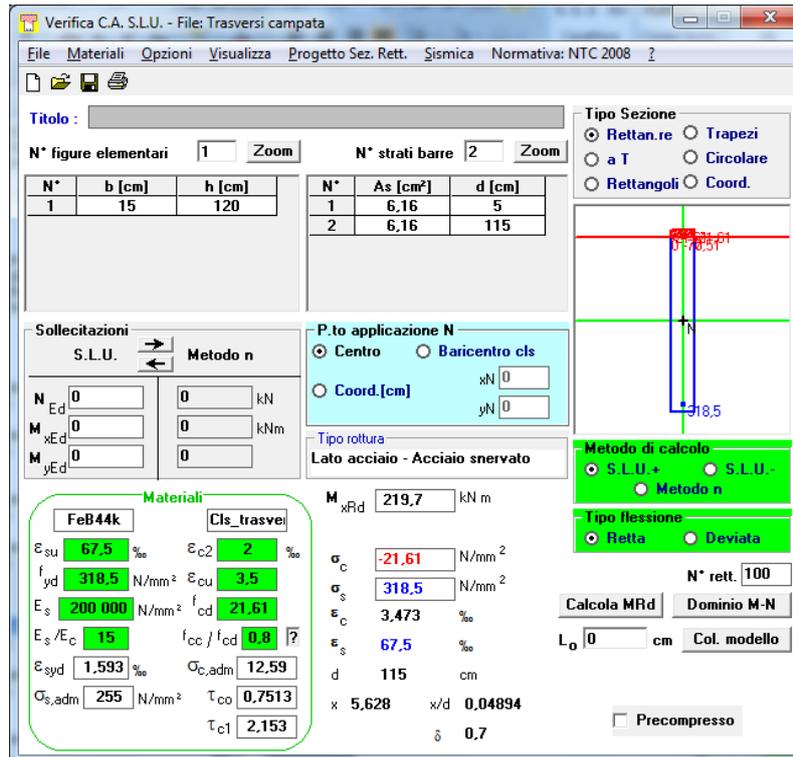
Øs	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
8	2	100,53	200	2,50	367	392	366,50	52,61	6,97

7.3.1.2 Stato di progetto

Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche di seguito riportate rappresentano i valori massimi ricavati dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.

7.3.1.2.1 Verifiche a flessione

La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 15 cm e altezza 120 cm, con armatura longitudinale costituita da 4Ø14 sia all'estradosso che all'intradosso.



M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
219,70	77,19	2,85

M_{Rd-} (kNm)	M_{Ed-} (kNm)	FS
-219,70	-95,17	2,31

7.3.1.2.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 15 cm e altezza 120 cm, con staffe Ø8/20cm.

Øs	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
8	2	100,53	200	2,50	367	392	366,50	47,89	7,65

7.3.2 Traversi di testata

7.3.2.1 Stato attuale

Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche di seguito riportate rappresentano i valori massimi ricavati dal modello di calcolo rappresentativo dello stato attuale.

7.3.2.1.1 Verifiche a flessione

La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 40 cm e altezza 163 cm, con armatura longitudinale costituita da 3Ø16 sia all'estradosso che all'intradosso.

M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
301,70	71,77	4,20

M_{Rd-} (kNm)	M_{Ed-} (kNm)	FS
-301,70	-47,66	6,33

7.3.2.1.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 40 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø12/20cm.

Øs	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
12	2	226,19	150	2,50	1504	1431	1430,66	100,54	14,23

7.3.2.2 Stato di progetto

Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche di seguito riportate rappresentano i valori massimi ricavati dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.

7.3.2.2.1 Verifiche a flessione

La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 50 cm e altezza 170 cm, con armatura longitudinale costituita da 3Ø16 esistenti (in acciaio FeB44k) sia all'estradosso che all'intradosso e armatura integrativa all'estradosso costituita da 7+7Ø16 (in acciaio B450C).

The screenshot shows the software interface for a structural analysis. The main window displays the following data:

- Section Properties:** Rectangular section with width $b = 50$ cm and height $h = 170$ cm. Reinforcement consists of 2 bars with $A_s = 6.03$ cm² and $d = 12$ cm, and 2 bars with $A_s = 6.03$ cm² and $d = 165$ cm.
- Materials:** FeB44k (steel) and B450C (prestressing steel). Properties for FeB44k include $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 318.5$ N/mm², $E_s = 200,000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.593$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 2.153$, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 21.61$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.59$, $\tau_{co} = 0.7513$, $\tau_{c1} = 2.153$.
- Calculation Results:** Axial force $N = 380.3$ kNm, bending moment $M = 51.04$ kNm. The software indicates a "Dominio M-N" and "Precompresso" state.

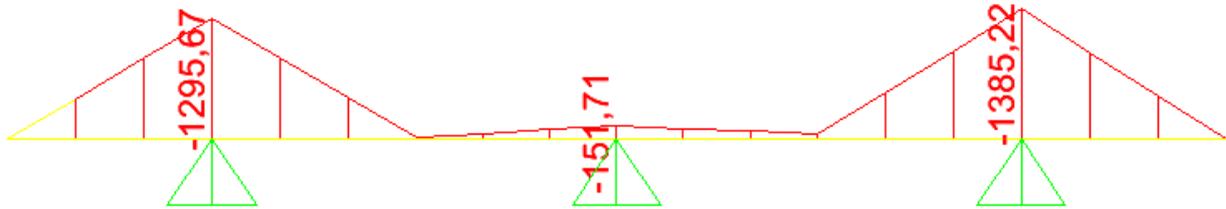
The screenshot shows the software interface for a structural analysis. The main window displays the following data:

- Section Properties:** Rectangular section with width $b = 50$ cm and height $h = 170$ cm. Reinforcement consists of 2 bars with $A_s = 6.03$ cm² and $d = 12$ cm, and 2 bars with $A_s = 6.03$ cm² and $d = 165$ cm.
- Materials:** FeB44k (steel) and B450C (prestressing steel). Properties for FeB44k include $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 318.5$ N/mm², $E_s = 200,000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.593$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 2.153$, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 21.61$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.59$, $\tau_{co} = 0.7513$, $\tau_{c1} = 2.153$.
- Calculation Results:** Axial force $N = -1761$ kNm, bending moment $M = -50.33$ kNm. The software indicates a "Dominio M-N" and "Precompresso" state.

M_{Rd+} (kNm)	M_{Ed+} (kNm)	FS
380,30	51,04	7,45

M_{Rd-} (kNm)	M_{Ed-} (kNm)	FS
-1761,00	-50,33	34,99

Si riporta inoltre la verifica a flessione del traverso di testata durante la fase di sollevamento dell'impalcato. In tale fase il traverso ha uno schema statico di trave su 3 appoggi (3 martinetti posti tra le 4 travi) ed è sottoposto a quattro forze concentrate che rappresentano il peso permanente dell'impalcato scaricato delle 4 travi. A favore di sicurezza si è utilizzato un coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1,5.



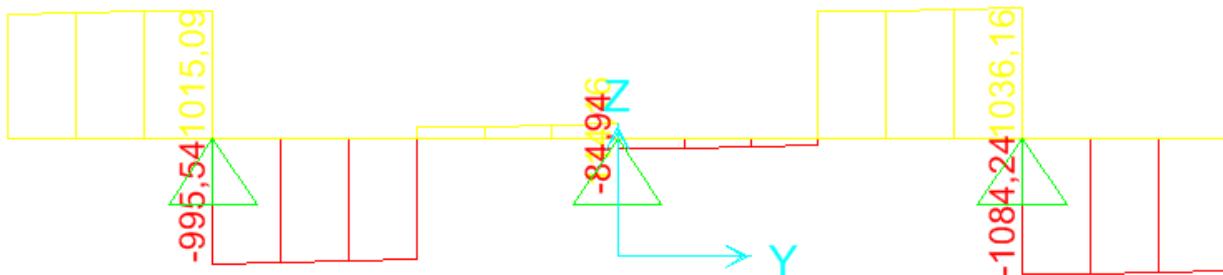
M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	FS
-1761	-1385	1,27

7.3.2.2.2 Verifiche a taglio

La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.2 nelle NTC 2018 per sezioni con armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 50 cm e altezza 163 cm, con staffe Ø12/20cm.

\varnothing_s	n°bracci:	A_{sw}	i (mm)	cotg θ	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
12	2	226,19	150	2,50	1504	1788	1503,59	97,04	15,50

Di seguito la verifica a taglio in fase di sollevamento dell'impalcato.



V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
1503,59	1084,24	1,39

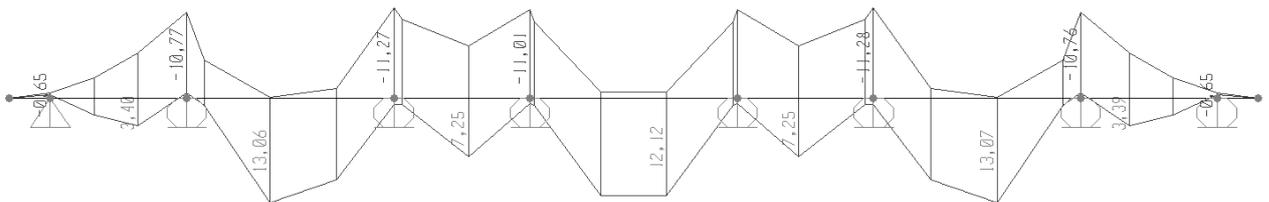
7.4 Soletta d'impalcato

7.4.1 Zona corrente

7.4.1.1 Stato attuale

7.4.1.1.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni flettenti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato attuale.



La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 13 cm, con armatura longitudinale costituita da $\varnothing 12/20$ cm (5+5 $\varnothing 12$) sia all'estradosso che all'intradosso.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	13	1	5,65	3
			2	5,65	10

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: FeB44k Cls_soletta

ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,08
E_s/E_c 15 f_{cc,adm} / f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,593 % σ_{c,adm} 10,42
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6356
τ_{c1} 1,905

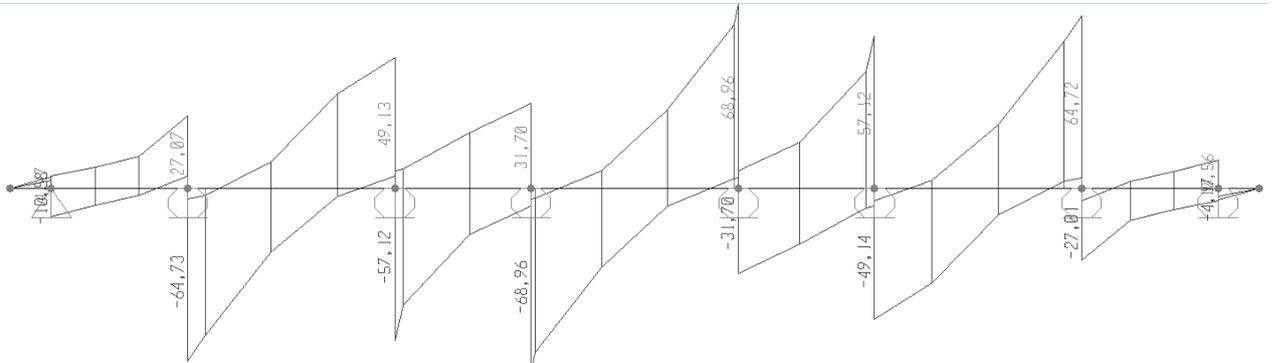
M_{xRd} 19,02 kN m
σ_c -17,08 N/mm²
σ_s 318,5 N/mm²
ε_c 3,5 %
ε_s 12,05 %
d 10 cm
x 2,251 x/d 0,2251
δ 0,7214

M _{Rd+} (kNm)	M _{Ed+} (kNm)	FS
18,61	13,07	1,42

M _{Rd-} (kNm)	M _{Ed-} (kNm)	FS
-18,61	-11,28	1,65

7.4.1.1.2 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni taglianti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato attuale.



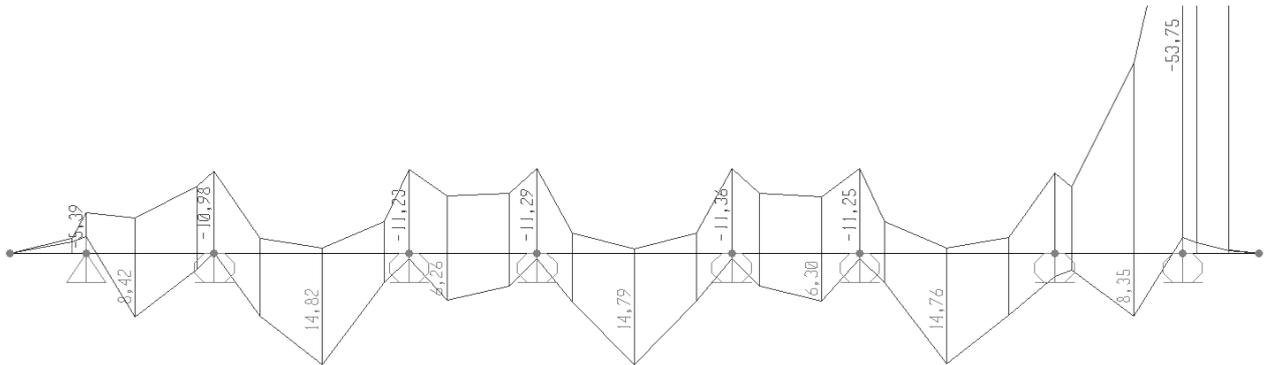
La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.1 nelle NTC 2018 per sezioni prive di armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 13 cm, con armatura longitudinale costituita da $\varnothing 12/20\text{cm}$ ($5\varnothing 12$).

\varnothing_s	n	A_s	ρ	k	v_{\min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
12	5	565	0,0057	2,00	0,41	51,11	68,96	0,74

7.4.1.2 Stato di progetto

7.4.1.2.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni flettenti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.



La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 20 cm, con armatura longitudinale costituita da $\varnothing 12/20$ cm esistenti sia all'estradosso che all'intradosso (5+5 $\varnothing 12$ in acciaio FeB44k) e armatura integrativa all'estradosso costituita da $\varnothing 12/20$ cm (5 $\varnothing 12$ in acciaio B450C). Nelle zone laterali l'armatura integrativa è costituita da $\varnothing 14/20$ cm (5 $\varnothing 14$ in acciaio B450C).

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_rinf

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	10
2	5,65	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi 1 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	5,65	4	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo elastico

M_{xRd} 46,1 kN m

Materiali
 FeB44k Cls_soletta

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 318,5 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 17,08
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,593 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 10,42
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6356
	τ_{c1} 1,905

σ_c -17,08 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,78 ‰
 d 17 cm
 x 3,255 x/d 0,1915
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

N° rett. 100

σ_{sp} 160,1 N/mm²
 ϵ_{sp} 0,8007 ‰ compressa pref.

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_rinf

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	10
2	5,65	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi 1 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{s2} [MPa]
1	5,65	4	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
FeB44k **Cls_soletta**
 ϵ_{su} 67,5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 310,5 N/mm² ϵ_{cu} 3,5%
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,08
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,593% $\sigma_{c,adm}$ 10,42
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6356
 τ_{c1} 1,905

M_{xRd} -48,57 kNm
 σ_c -17,08 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ϵ_c 3,5%
 ϵ_s 8,371%
 d 16 cm
 x 2,948 x/d 0,1843
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

B450C
 ϵ_{su} 67,5%
 f_{yd} 391,33 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 1,957%
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 σ_{sp} 391,3 N/mm²
 ϵ_{sp} 15,49% compressa pref.

M _{Rd+} (kNm)	M _{Ed+} (kNm)	FS
46,10	14,82	3,11

M _{Rd-} (kNm)	M _{Ed-} (kNm)	FS
-48,57	-11,36	4,28

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_rinf_cordolo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	10
2	5,65	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi 1 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{s2} [MPa]
1	7,70	4	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
FeB44k **Cls_soletta**
 ϵ_{su} 67,5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 310,5 N/mm² ϵ_{cu} 3,5%
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,08
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,593% $\sigma_{c,adm}$ 10,42
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6356
 τ_{c1} 1,905

M_{xRd} -59,17 kNm
 σ_c -17,08 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ϵ_c 3,5%
 ϵ_s 7,254%
 d 16 cm
 x 3,255 x/d 0,2034
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

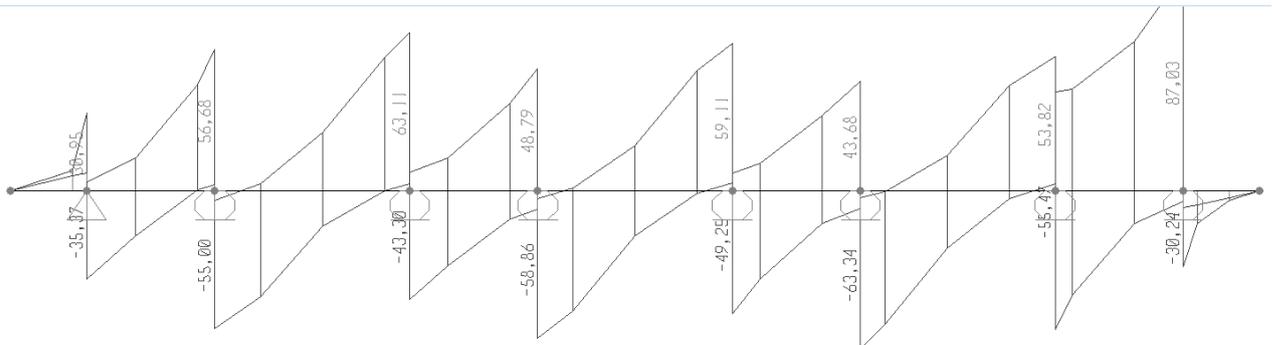
Precompresso

B450C
 ϵ_{su} 67,5%
 f_{yd} 391,3 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 1,957%
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 σ_{sp} 391,3 N/mm²
 ϵ_{sp} 13,71% compressa pref.

M _{Rd-} (kNm)	M _{Ed-} (kNm)	FS
-59,17	-53,75	1,10

7.4.1.2.2 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni taglianti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.



La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.1 nelle NTC 2018 per sezioni prive di armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 20 cm, con armatura longitudinale costituita da 1+1Ø12/20cm (10Ø12). Nelle zone laterali l'armatura considerata è pari a 1Ø12/20cm + 1Ø14/20cm (5Ø12 + 5Ø14).

Zona centrale

Øs	n	A _s	ρ	k	v _{min} (N/mm ²)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
12	10	1131	0,0067	2,00	0,41	91,72	63,34	1,45

Zone laterali

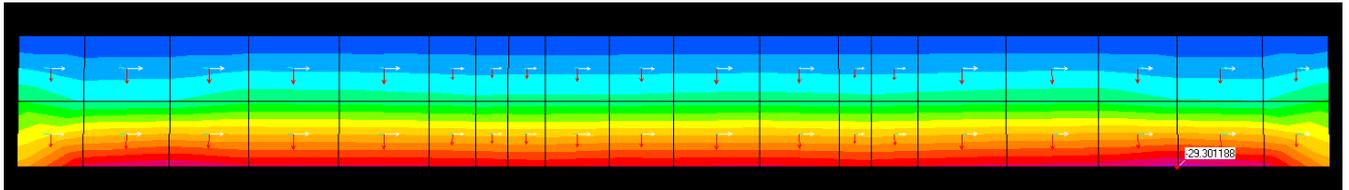
Øs	n	A _s	ρ	k	v _{min} (N/mm ²)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)	FS
12/14	5+5	1335	0,0079	2,00	0,41	96,94	87,03	1,11

7.4.2 Zona a sbalzo

Si riporta di seguito la verifica del nuovo sbalzo della soletta (solo stato di progetto) presente in corrispondenza delle due pile.

7.4.2.1 Verifiche a flessione

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni flettenti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.



La verifica a flessione è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 20 cm, con armatura longitudinale costituita da $\varnothing 16/20\text{cm}$ ($5\varnothing 16$).

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10.05	3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

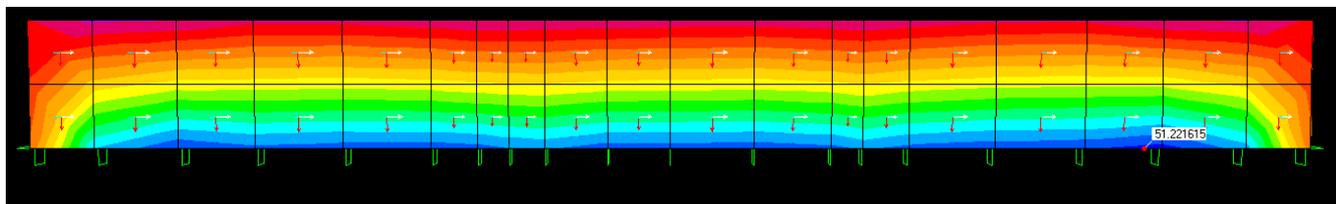
Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -61,24 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,87 ‰
 d 17 cm
 x 3,426 x/d 0,2015
 δ 0,7

M _{Rd-} (kNm)	M _{Ed-} (kNm)	FS
-61,24	-29,30	2,09

7.4.2.1.1 Verifiche a taglio

Si riporta di seguito il grafico che mostra l'involuppo delle sollecitazioni taglianti derivanti dal modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto.



La verifica a taglio, eseguita come indicato al §4.1.2.3.5.1 nelle NTC 2018 per sezioni prive di armatura specifica, è stata condotta considerando una sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 20 cm, con armatura longitudinale costituita da $\varnothing 16/20\text{cm}$ ($5\varnothing 16$).

\varnothing_s	n	A_s	ρ	k	v_{\min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	FS
16	5	1005	0,0059	2,00	0,41	88,19	51,23	1,72

7.5 Riepilogo risultati

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa che mostra i fattori di sicurezza risultanti dalle verifiche eseguite su gli elementi costituenti la struttura dell'impalcato, ante e post intervento.

Fattori di sicurezza			stato attuale	stato di progetto
Appoggi	fissi	azioni orizzontali	1,93	1,93
	mobili	azioni verticali	1,12	1,16
		azioni orizzontali	\	1,21
Travi in c.a.p.	Interne	verifica a flessione (M+)	1,14	1,27
		verifica a taglio - sez. piena	1,42	1,46
		verifica a taglio - sez. cava	0,96	1,02
		verifica scorrimento tra conci	1,85	1,96
	Laterali	verifica a flessione (M+)	0,92	1,63
		verifica a taglio - sez. piena	1,51	1,50
		verifica a taglio - sez. cava	1,03	1,05
		verifica scorrimento tra conci	1,68	1,72
Traversi	Campata	verifica a flessione (M+)	1,82	2,85
		verifica a flessione (M-)	4,63	2,31
		verifica a taglio	6,97	7,65
	Testata	verifica a flessione (M+)	4,20	7,45
		verifica a flessione (M-)	6,33	34,99
		verifica a taglio	14,23	15,50
		verifica a flessione (M-) [Sollevamento]	\	1,27
		verifica a taglio [Sollevamento]	\	1,39
Soletta	Zona corrente	verifica a flessione (M+)	1,42	3,11
		verifica a flessione (M-)	1,65	4,28
		verifica a taglio	0,74	1,45
		verifica a flessione (M-) [Urto]	\	1,10
		verifica a taglio [Urto]	\	1,11
	Zona a sbalzo	verifica a flessione (M-)	\	2,09
		verifica a taglio	\	1,72